

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

**Ecole nationale
polytechnique d'Alger**

Département de génie civil

**Projet de fin d'étude en vue de
l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état**

Thème sur :

***L'étude d'un pont
dalle hyperstatique en
béton précontraint***

Proposé par :

La S.A.E.T.I

Etudié par :

GUEDOUANI SARA
LAKHLEF SAMIRA

Dirigé par :

M^{me} CHERID
M^{me} MOUHABEDINE

PROMOTION

Sept 97

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole nationale
polytechnique d'Alger

Département de génie civil

Projet de fin d'étude en vue de
l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état

Thème sur :

***L'étude d'un pont
dalle hyperstatique en
béton précontraint***

Proposé par :

La S.A.E.T.I

Etudié par :

GUEDOUANI SARA
LAKHLEF SAMIRA

Dirigé par :

M^{me} CHERID
M^{me} MOUHABEDINE

PROMOTION

Sept 97

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

GLOSSAIRE , I //

Chapitre 1

INTRODUCTION , 1

- 1.1 Présentation de l'ouvrage , 1
- 1.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux , 2
- 1.3 Caractéristiques géométriques de la dalle , 4
- 1.4 Principe et hypothèse de calcul des dalles à large encorbellement , 6

Chapitre 2

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE DUES AUX MOMENTS FLECHISSANTS , 10

- 2.1 Ligne d'influence du moment dans une section d'abscisse x d'une poutre continue , 10

Chapitre 3

CHARGES ET SURCHARGES , 17

- 3.1 Charges permanentes , 17
- 3.2 Les surcharges , 19

Chapitre 4

METHODE DE GUYON - MASSONET , 25

- 4.1 Coefficient de répartition transversale du moment fléchissant , K_α , 26
- 4.2 Détermination des paramètres α , θ , 27
- 4.3 Calcul de K_α , 30
- 4.4 Calcul de $K_{\alpha moy}$, 31
- 4.5 Flexion longitudinale , 33

Chapitre 5	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	, 37
	5.1 Introduction	, 37
	5.2 Détermination du câble moyen approché	, 38
	5.3 Evaluation des pertes de précontrainte	, 41
Chapitre 6	VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE	, 47
	6.1 Calcul des caractéristiques géométriques de la dalle	, 47
	6.2 Vérification des contraintes à l'ELS	, 48
	6.3 Vérification des contraintes à l'ELU	, 50
Chapitre 7	EFFORT TRANCHANT ET REACTIONS D'APPUI	, 55
	7.1 Ligne d'influence de l'effort tranchant	, 55
	7.2 Expression de l'effort tranchant	, 56
	7.3 Efforts tranchants dus aux charges et surcharges	, 58
	7.4 Répartition transversale de l'effort tranchant	, 58
	7.5 Ligne d'influence des réactions d'appui	, 60
Chapitre 8	EFFORT TRANCHANT DE PRECONTRAINTE	, 63
	8.1 Effort tranchant dû à l'hyperstaticité	, 63
	8.2 Effort tranchant dû à la précontrainte	, 64
	8.3 Vérification des contraintes de cisaillement	, 64
Chapitre 9	FLEXION TRANSVERSALE	, 68
	9.1 Introduction	, 68
	9.2 Etalement de charges	, 69
	9.3 Calcul des efforts dans la section d'encastrement sur les encorbellements	, 70
	9.4 Moments transmis à la dalle centrale par les surcharges placées sur les encorbellement	, 71
	9.5 Expression des moments fléchissants dus aux charges disposées sur la dalle, données par unité de largeur	, 73
	9.6 Influence du coefficient de Poisson	, 77

9.7 Moments transversaux dus à la précontrainte	,80
9.8 Ferrailage trasversal de la dalle centrale	,81
9.10 Schéma de ferrailage	,83

Chapitre 10

LES APPAREILS D'APPUI

10.1 Introduction	,84
10.2 Principe de calcul	,85
10.3 Dimensionnement des appareils d'appuis	,88
10.4 Reaction d'appuis horizontale	,90
10.5 Evaluation des efforts dynamiques horizontals	,93
10.6 Calcul des contraintes	,95

Chapitre 11

ETUDE DE LA PILE

11.1 Introduction	,99
11.2 Evaluation des efforts	,100
11.3 Ferrailage à la flexion composées	,101
11.4 Ferrailage horizontal	,103
11.5 Ferrailage à l'effort tranchant	,104

Chapitre 12

ETUDE DE LA CULEE

12.1 Introduction	,105
12.2 Etude du mur garde grève	,106
12.3 Etude du mur en retour	,110
12.4 Etude de la dalle de transition	,114
12.5 Etude du chevêtre	,116
12.6 Etude du voile	,120

CONCLUSION

,126

REMERCIEMENTS:

Nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné la volonté et surtout le courage de mener dans de bonnes conditions ce modeste travail.

Nous tenons aussi à témoigner de nos sincères remerciements à tous ceux qui ont apportés leurs aides et soutien moral à savoir:

.Nos promotrices Mesdames CHERID et MOHABIDINE

.Madame KHETTABE ,

.Messieurs MERAEN et SETTOUF de l'O.N.G.O.A.

.Le service de documentation de la S.A.E.T.I.

.ainsi qu'à tous nos enseignants du département génie civil.

DEDICACES

Je dédie le fruit des années à travailler par l'aide de dieu à:

Aux êtres qui me sont les plus chères sur cette terre:

.Mes parents dotés d'une compréhension sans limite,

qui ont su bien m'encourager durant toute ma scolarité.

.A mon mari YUCEF pour son assistance et son soutien

.A ma soeur RABEA et BACHIR pour leur aide

.A mon frère MOHAMED et ma petite soeur FATIMA ZOHRA

.A toutes ma famille grand et petits

.A ma meilleure amie NADJOUA pour tout ce qu'elle a fait pour moi

.A tous mes amis(es) les plus proches

SARA

Je dédie ce modeste travail à

mes chers parents, je les remercie pour leurs sacrifices et leurs soutiens

.A ma chère soeur SAFIA

.A toute ma famille

.A toutes mes amies

SAMIRA

Chapitre 1

INTRODUCTION

Chapitre 1

INTRODUCTION

1-1 : Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un pont de dalle hyperstatique biais de type PSDP (passage supérieur à dalle en béton) avec de large encorbellement dans le sens longitudinal .

Proposé par la SAETI (société Algérienne d'études d'infrastructures) ; cet ouvrage entre dans le cadre du grand projet de l'autoroute Est - Ouest , du tronçon ZENNOUNA - BORDJ BOUARRERIDJ .

Ce pont est continu avec (04) quatre travées ; les deux travées intermédiaires ont une portée de 25.5 m , et celle des extrémités est de 15 m .

La coupe transversale du tablier permet , de distinguer deux encorbellement de 1.824 m de largeur , chacun , supportant un trottoir de 1.628 m de largeur .

La dalle est précontrainte longitudinalement et , armée simplement dans le sens transversal .

Fig 1-2 Coupe transversale

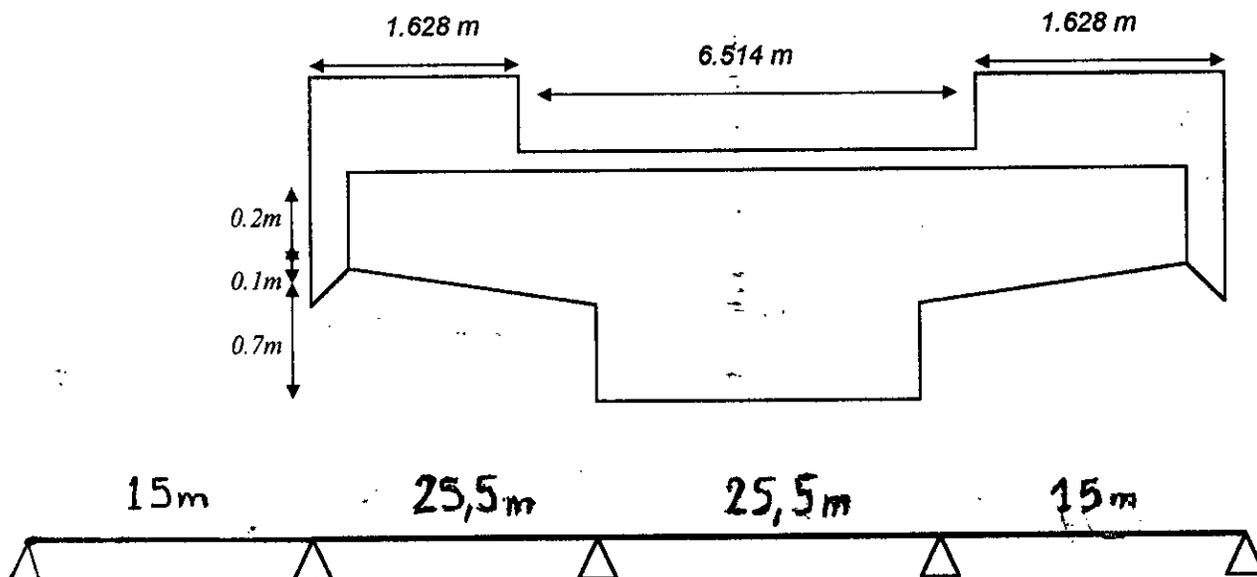


Fig 1-3 Coupe longitudinale

1-2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Etant donné l'envergure du projet, et les exigences techniques requises, il est indispensable d'opter pour un béton et un ferrailage de très bonne qualité.

1-2-1 Béton armé

- Béton : Le béton est dosé à 400 kg/m^3 en ciment de nature CPA 325

- / résistance nominale à la compression :

Dalle	$j > 28$ jours	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
	$i < 28$ jours	$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$
Infrastructures	$j > 28$ jours	$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
	$i < 28$ jours	$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$

- Résistance nominale à la traction :

$$\text{Dalle} : f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{ij}$$

$$\text{Infrastructure} : f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{ij}$$

- Contraintes limites :

Contraintes ultimes de compression « ELU » :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{ij}}{\delta_b}$$

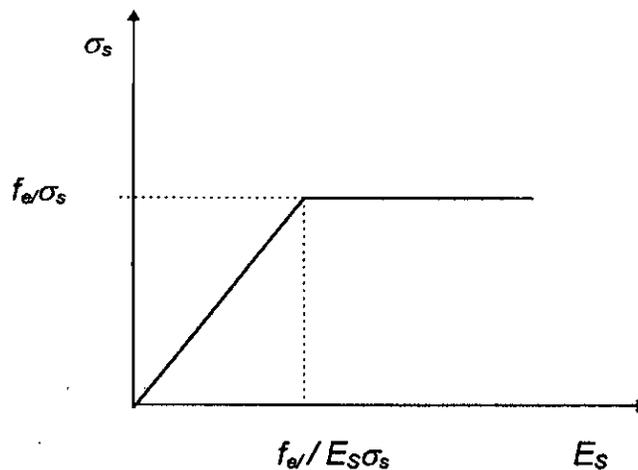
δ_b 1.5 pour ouvrages finis en suivi

 1.15 pour ouvrage finis en construction

- Diagramme des contraintes de déformation

Limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$
 Module d'élasticité $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

$$\delta_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas fréquent} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$



- Armatures actives des précontraintes

L'augmentation de résistance des aciers de précontrainte a été une condition nécessaire pour le développement du béton précontraint ; les aciers utilisés dans les ouvrages de précontrainte, sont des torons constitués, d'un ensemble de sept (07) files enroulés d'une hélice à l'usine

- Caractéristiques des armatures de précontraintes

- Résistance nominale $\sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$
- Armature type (DYWIDAG) torons 7 t 15
- Contrainte de rupture garantie $R_g = 185\,000 \text{ t/m}^2$
- Section utile d'un câble $w = 973 \text{ mm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine $\Phi_i = 60 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine $\Phi_e = 66 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement de courbe $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$
- Rayon de courbure $R_{min} = 8 \text{ m}$
- Module d'élasticité $E_p = 1.9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

1-3 Caractéristiques géométriques de la dalle

- Moment d'inertie d'une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$I_G = \frac{bh^3}{12}$$

- Moment d'inertie d'une section triangulaire de base b et de hauteur h

$$I_G = \frac{bh^3}{36}$$

Remarques :

Les formules des moments d'inertie sont toutes données par rapport au centre de gravité de la section considérée .

Notations :

- Y_i : Ordonnée du centre de gravité de la section n°i par rapport à l'axe (Δ)
- d_i : distance entre l'axe passant par le centre de gravité de la section n°i et l'axe passant par le centre de gravité de toute la section .

$$d_i = Y_i - Y_G$$

- I_{G_i} : moment d'inertie de la section (i) par rapport à son centre de gravité

formules :

- Ordonnée du centre de gravité :
$$\frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i}$$

- Moment d'inertie de la section totale :
$$I_G = \sum (I_{G_i} + S d_i^2)$$

- Calcul des différentes caractéristiques géométriques

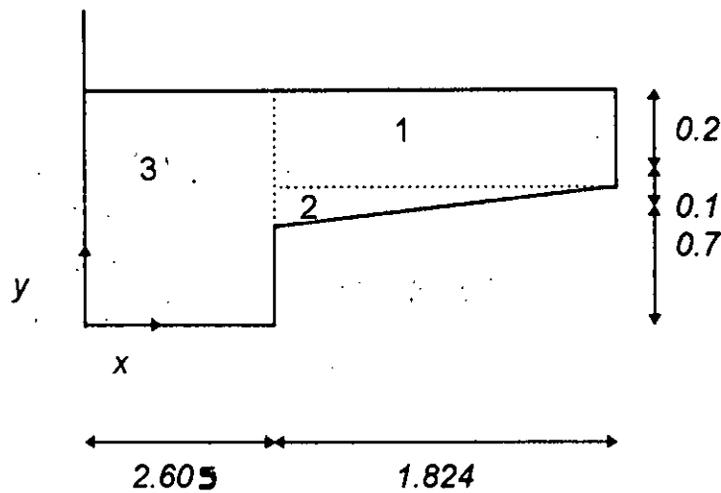


Fig 1-5

- Tableau pour la demi section

section	S_i	Y_G	$S_i Y_i$	I_{G_i}	d_i	$d_i^2 S_i$
1	0,3648	0,9	0,328	0,00126	0,119	0,043
2	0,0912	0,7667	0,07	5,0610-5	0,0448	0,0042
3	2,605	0,5	1,3025	0,2170	0,003	0,0079

Tab 1-1

- Section totale de dalle $S = 2 \cdot \sum S_i = 6.122 \text{ m}^2$

- Calcul de Y_G , $Y_G = 0.555 \text{ m}$

- Calcul du moment d'inertie de la dalle par rapport à son centre de gravité

$$I_{GX} = 2 \left(\sum I_{G_i} + S_i d_i^2 \right) \quad (1-1)$$

$$I_{GX} = 0,5468 \text{ m}^4$$

En résumé

- Section de la dalle $s = 6.122 \text{ m}^2$

- Fibre supérieure $v = 0.445 \text{ m}$

- Fibre inférieure $v' = 0.555 \text{ m}$

- moment d'inertie $I_{GX} = 0,5468 \text{ m}^4$

1-4 Principe et hypothèse de calcul des dalles à larges encorbellement

Pour ce type de structure, il est recommandé de faire une distinction entre les parties à encorbellement et la nervure centrale appelée dans ce cas, dalle centrale.

Nous considérons par ailleurs que, les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados, donc on pourra admettre que :

- Les encorbellements travaillent comme des consoles encastrées dans la dalle centrale ; ceci, facilite la détermination dans les sections d'encastrement des moments fléchissants et des efforts tranchants produits par les charges et les surcharges placées sur les encorbellements.

La dalle centrale, supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isostatique pour laquelle, la méthode de M. GUYON et MASSONNET serait applicable.

1-4-1 Dimensionnement de la dalle à encorbellement

Nous substituons à la dalle avec encorbellement la dalle équivalente de section rectangulaire, de même facteur que la dalle centrale, et présentant la même inertie de flexion que l'ensemble de la structure étudiée.

La largeur de la dalle équivalente est donnée par la relation suivante :

$$2b = \frac{12I_x}{h^3}$$

h : hauteur de la dalle centrale

I_x : inertie totale de la dalle

$$2b = 6.564 \text{ m}$$

- la largeur de l'intrados doit être supérieure à la moitié de la largeur totale de l'ouvrage

$$l_i > 0,5 l_t$$

- La largeur droite de l'encombrement le plus important doit être inférieure au de la partie biais $l_E < 0,2 l_T$

- La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur chargeable de la dalle

$$2b \cdot 1,1 > l_c$$

- Vérification des conditions de Dimensionnement

$$l_i = 5,21 > 0,5 (8,858)$$

$$l_E = 1,824 < 0,2 (9,77)$$

$$6,564 \times 1,1 = 7,2204 > 6,514$$

l_i : largeur de l'intrados

l_E : largeur utile totale de l'ouvrage

l_E : largeur droite de l'encorbellement

l_E : largeur chargeable

1-4-2 Etude du biais

Biais géométrique : C'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaisée . (pour notre cas $\Phi = 65.778 \text{ Gr}$)

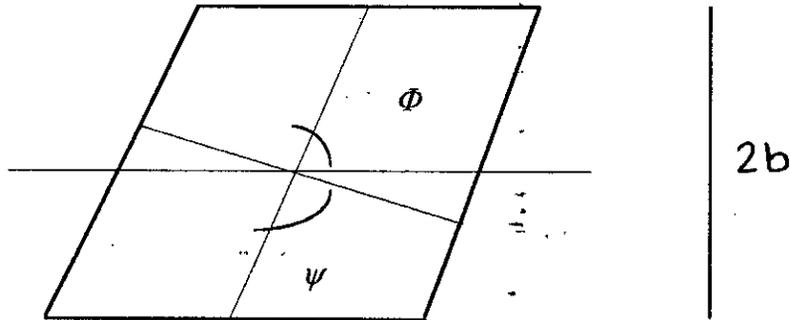


Fig 1-6

Biais mécanique : C'est l'angle que fait la longueur droite avec la direction du moment principal .

Le biais géométrique Φ est le biais mécanique ψ sont liés par la relation :

$$\Phi = \psi \text{ pour } \eta < 0.5 \quad (1-3)$$

$$\phi = \phi + \frac{n-0.5}{2.2}(100-\phi) \quad \text{pour } 0.5 < \eta < 2.7 \quad (1-4)$$

$$\psi = 100 \text{ pour } n > 2.7 \quad (1-5)$$

n étant le coefficient de forme , sa relation est donnée par :

$$\eta = \frac{D_i}{2b} \sin \phi = \frac{\text{portée}_e\text{ droite}}{\text{longueur}_e\text{ droite}} \quad (1-6)$$

$$D_i = 15 \text{ m} \quad \eta = 2.08 \quad \psi = 90.34 \text{ Gra}$$

$$\text{pour } D_i = 25.5 \text{ m} \quad \eta = 6.5772 \quad \psi = 100 \text{ gra}$$

1-4-2 Rapport de portée

La limite de portée est fixée par risque de soulèvement des appuis d'extrémités à 0.5 comme limite inférieure.

$$\theta = \frac{\text{longueur_travée_rive}}{\text{longueur_travée_centrale}} \quad (1-7)$$

$$\theta = 15 / 25.5 = 0.59 > 0.5$$

Chapitre 2

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE DUES AUX MOMENTS FLECHISSANTS

Chapitre 2

ETUDE DES LIGNES D'INFLUENCE DÛES AUX MOMENTS FLECHISSANTS

L'utilisation des lignes d'influence, permet de localiser les sections les plus sollicitées pour chaque travée du pont , ainsi de déterminer les charges produisant l'effet les plus défavorables .

2-1 Ligne d'influence du moment dans une section d'abscisse x d'une poutre continue

La détermination des lignes d'influences s'effectue par la méthode des foyers aux appuis ($x = 0$) en premier lieu , et en travée en second lieu . Il est nécessaire de calculer donc , les rapports focaux ϕ et ϕ' de gauche et de droite respectivement pour chaque travée .

2-1-1 Détermination des rapports focaux

Les rapports focaux sont donnés par les formules ci dessous , en fonction des coefficients de souplesse a_i , b_i et c_i .

$$\text{avec } a_i = 2b_i = c_i = \frac{I_i}{3EI}$$

- Rapports focaux pour les foyers de gauche

$$\phi_n = \frac{b_n}{a_n + c_{n-1} - b_{n-1}\phi_{n-1}}$$

- Rapport focaux pour les foyers de droite

$$\phi' = \frac{b_{n-1}}{a_n + c_{n-1} - b_n\phi'}$$

2-1-2 Ligne d'influence du moment sur appuis

Soit une poutre à n travée (n+1) appuis . La ligne d'influence du moment sur l'appui n°i est défini comme suit :

1^{er} Cas : La charge unitaire (P = 1) se trouve sur la travée n°i

$$M_i(\alpha) = - \frac{ \left[\omega_i'(\alpha) + \frac{\omega_i''(\alpha)}{\phi_i} \right] }{ b_i \left(\frac{1}{\phi_i \phi_i'} - 1 \right) }$$

2^{eme} Cas : La charge unitaire se trouve sur la travée i+1

$$M_i(\alpha) = - \frac{ \left[\omega_{i+1}'(\alpha) + \frac{\omega_{i+1}''(\alpha)}{\phi_i} \right] }{ b_{+i+1} \left(\frac{1}{\phi_{i+1} \phi_{i+1}'} - 1 \right) }$$

3^{eme} Cas : La charge unitaire se trouve à droite de l'appui $i+1$

$$M_i(\alpha) = (-1)^{s+1} \Phi_{i+1} \Phi_{i+2} \dots \Phi_i M_{s-1}(\alpha)$$

4^{eme} Cas : La charge unitaire se trouve à gauche de l'appui $n^o i$

$$M_i(\alpha) = (-1)^{r-1} \Phi_{r+1} \dots \Phi_i M_r(\alpha)$$

où $\omega'(\alpha)$ et $\omega''(\alpha)$ sont les rotations des sections aux appuis de la poutre droite A_i , A_{i+1} simplement appuyée et, soumise à la charge unité d'abscisse x ..

$$\omega' = -\frac{1}{EI_i} \int_0^{l_i} u(\alpha, x) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] dx$$

$$\omega'' = \frac{1}{EI_i} \int_0^{l_i} u(\alpha, x) \frac{x}{l_i} dx$$

$$\text{avec } u(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) & \text{pour } \alpha \leq x \\ x \left(1 - \frac{\alpha}{l_i} \right) & \text{pour } \alpha \geq x \end{cases}$$

Après intégration on obtient :

$$\omega'(\alpha) = -\alpha \left(\frac{l_i - \alpha}{6EI_i l_i} (2l_i - \alpha) \right)$$

$$\omega''(\alpha) = \alpha \left(\frac{l_i^2 - \alpha^2}{6EI_i l_i} \right)$$

2-1-3 Ligne d'influence dans une section d'abscisse x dans la travée i

$$M(x, \alpha) = u(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + \frac{M_i(\alpha)x}{l_i}$$

avec

- $u_i(x, \alpha)$ est représentée par la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section d'abscisse x de la poutre droite $A_{i-1}A_i$
- $M_{i-1}(\alpha)$ et $M_i(\alpha)$ sont représentés par la ligne d'influence du moment dans la section au droit des appuis $A_{i-1}A_i$
- l_i représente la longueur de la travée i

si la charge unitaire se trouve sur une autre travée que la travée i :
 $u(x, \alpha) = 0$; le moment $M(x, \alpha)$ devient :

$$M(x, \alpha) = M_{i-1}(\alpha) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + \frac{M_i(\alpha)x}{l_i}$$

- Calcul des rapports focaux

$$\begin{aligned} - a_1 = a_4 = l_1 / 3Ei & ; & a_2 = a_3 = l_2 / 3Ei_i \\ - b_1 = b_4 = l_1 / 6Ei_i & ; & b_2 = b_3 = l_3 / 6Ei_i \end{aligned}$$

- Calcul des rapports focaux

- Foyer gauche : $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = 0.314$, $\Phi_3 = 0.271$, $\Phi_4 = 0.202$
- Foyer de droite: $\Phi_1 = 0.202$, $\Phi_2 = 0.277$, $\Phi_3 = 0.314$, $\Phi_4 = 0$

- Equation des lignes d'influence dans une section d'abscisse x

- Section quelconque de la première travée :

1^{ère} travée

$$\alpha \leq x \quad M(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) - 0.202\alpha \left(\frac{l_1^2 - \alpha^2}{l_1^2}\right) \frac{x}{l_2}$$

$$\alpha \geq x \quad M(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) - 0.202\alpha \left(\frac{l_1^2 - \alpha^2}{l_1^2}\right) \frac{x}{l_1}$$

2^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = 0.34\alpha \left(\frac{l_2 - \alpha}{l_2}\right) \frac{(1.272\alpha - 1.729l_2) x}{l_1}$$

3^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = -\frac{9.42}{l_2^2} 10^{-2} \alpha (l_3 - \alpha) (1.374\alpha - 1.686l_3) \frac{x}{l_1}$$

4^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = -\frac{1.72}{l_4^2} 10^{-2} \alpha (l_4 - \alpha) (\alpha - 2l_4) \frac{x}{l_1}$$

- Section quelconque de deuxième travée :

1^{ère} travée

$$M(x, \alpha) = -\frac{0.202\alpha(l_1^2 - \alpha^2)\left(1 - \frac{x}{l_2}\right)}{l_1^2} + \frac{5.47}{l_1^2} 10^{-2} \alpha (l_1^2 - \alpha^2) \frac{x}{l_2}$$

2^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = \left(1 - \frac{\alpha}{l_2}\right)x + 0.34\alpha \left(\frac{l_2 - \alpha}{l_2^2}\right)(1.277\alpha - 1.729l_2)\left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - 0.3\alpha \left(\frac{l_2 - \alpha}{l_2^2}\right)(0.372l_2 + 1.314\alpha)\frac{x}{l_2}$$

3^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = -\frac{9.42}{l_3^2} 10^{-2} \alpha (l_3 - \alpha)(1.31\alpha - 1.686l_3)\left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + 0.3\alpha \left(\frac{l_3 - \alpha}{l_3^2}\right)(1.372\alpha - 1.686l_3)\frac{x}{l_2}$$

4^{ème} travée

$$M(x, \alpha) = \frac{1.72}{l_4^2} 10^{-2} \alpha (l_4 - \alpha)(2l_4 - \alpha)\left(1 - \frac{x}{l_2}\right) - \frac{5.42}{l_4^2} 10^{-2} \alpha (l_4 - \alpha)(2l_4 - \alpha)\frac{x}{l_2}$$

La section dangereuse se trouve pour :

- Σ sur la 1^{ère} travée $x = 0.45 l_1 = 6.75 \text{ m}$
- Σ sur la 2^{ème} travée $x = 0.51 l_2 = 13.005 \text{ m}$
- Aires des lignes d'influence (voir fig 2-1 et fig 2-2)

- $s_1 = 0.077 l_1^2 = 10.575 \text{ m}^2$
- $s_2 = 0.0096 l_1^2 = 2.05 \text{ m}^2$
- $s_3 = -0.0279 l_1^2 = -18.14 \text{ m}^2$
- $s_4 = -0.073 l_3^2 = -4.75 \text{ m}^2$
- $s_5 = -0.00194 l_4^2 = -0.43 \text{ m}^2$
- $s_6 = -0.0177 l_1^2 = -3.15 \text{ m}^2$
- $s_7 = 0.0345 l_2^2 = 22.43 \text{ m}^2$
- $s_8 = 0.034 l_2^2 = 22.71 \text{ m}^2$
- $s_9 = -11.28 \text{ m}^2$
- $s_{10} = 1.03 \text{ m}^2$

Chapitre 3

CHARGES ET
SURCHARGES

Chapitre 3

CHARGES ET SURCHARGES3-1 Charges permanentes

- Dalle: section de la dalle $s = 6.122 \text{ m}^2$
masse volumique du béton $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$

$$\text{d'où } P_D = 6.122 \times 2.5 = 15.305 \text{ t/m l}$$

- Les trottoirs et les corniches

sect	A_i	Y_{Gi}	X_{Gi}	$A_i Y_i$	$A_i X_i$
1	0,2356	0,4	1,039	0,09424	0,244
2	0,18	0,3	0,225	0,054	0,0405
3	0,0225	0,066	0,15	0,00148	0,00337

tab 3-1

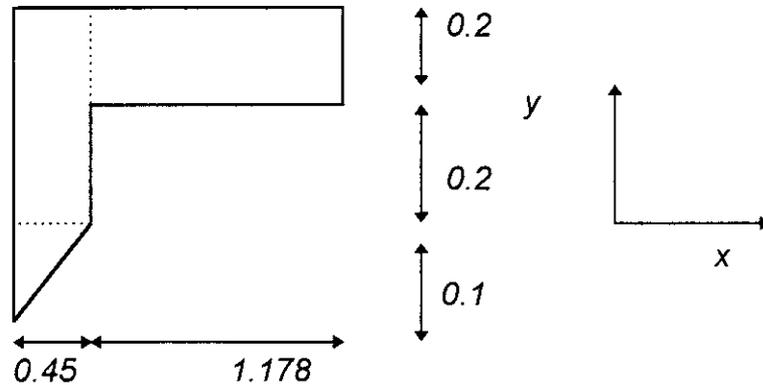


Fig3-1

$$A = \sum_{i=1} A_i = 0.4381 \text{ m}^2 \quad X_{g_i} = 0.6569 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1} A_i Y_j = 0.14972 \quad Y_{g_i} = 0.3417 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1} A_i X_{g_i} = 0.2878 \text{ m}$$

donc le poids du trottoir en plus des corniches serait de :

$$P_{TC} = A_{TC} \times 2.5 = 0.4381 \times 0.25 = 1.095 \text{ t/ml}$$

Poids du trottoir seul égale à : $P_T = 0.589 \text{ t/ml}$

- Gardes corps plus (02) deux glissières

$$P_g = 2 \times 0.08 + 0.1 = 0.26 \text{ t/ml}$$

- Revêtement

$$P_r = e_r \times l \times \rho_{\text{Béton}} \quad \text{avec } e_r = 0.08 \text{ m} \quad , \quad l = 6.514 \text{ m} \quad , \quad \rho_{\text{Béton}} = 3.2 \text{ t/m}^3$$

d'où le poids du revêtement serait égale à 1.1464 t/ml

Le poids propre du tablier est la résultante de tous les poids calculés

$$P_P = P_D + P_{TC} + P_{tr} + P_g + P_r = 18.4 \text{ t/ml}$$

3-2 Les surcharges

2-2-1 Caractéristiques du pont

- *Longueur roulable et longueur chargeable :*

Dans notre cas , la longueur roulable est égale à la longueur chargeable et vaut 6.514 m ; $l_r = l_c$

- *Détermination du nombre de voies de circulation :*

n : partie entière du quotient : $\frac{\text{longueur_chargeable_}l_c}{3}$

$n = E [6.54 / 3] = 2$ donc $n = (02)$ deux voies

- *Classe du pont :*

Le pont comporte (02) deux voies de circulation et sa largeur roulable est comprise entre 5.5 m et 7 m donc , il est classé par les documents techniques comme un pont de deuxième classe .

- *Largeur de la voie l_v*

Par convention , la largeur d'une voie est égale au quotient de largeur chargeable l_c par le nombre de voies N .

$$l_v = l_c / N = 3.257 \text{ m pour } l_c = 6.514 \text{ et } N = 2$$

2-2-2 Etude des charges

Les charges pour lesquelles , on doit effectuer le calcul sont celles décrites dans la fascicule 61 titre II du CPC relatif au pont routier ; ces charges sont les suivantes :

- Charges routière nominales :

- / Système de charge A
- / Système de charges B (B_c B_r B_t)

- Charges routières à caractère particulier :

- / Charges militaires (M_c M_E)
- / Charges exceptionnelles (convoi)

- Charge sur les trottoirs et les pistes cyclables

- Charge dues aux effets du vents et des séismes

Remarques

Nous nous restreindront dans notre étude , à un calcul pour les charges $A(l)$, B_c , M_{c120} et ST (surcharges de trottoirs) car celles ci , sont les plus répandues , et leurs combinaisons provoquent généralement l'effet le plus défavorable sur le pont .

• Charges routières nominales

Elles comprennent deux système de charges qui sont , le système A et le système B (surcharges de chaussées) non applicables simultanément .

- Système A : La chaussée supporte une charge uniforme qui est employée pour la justification de la stabilité de l'ensemble . La charge $A(l)$ exprimée en Kg / m^2 est fonction de la longueur chargée l de la surface maximum positive où négative de la ligne d'influence exprimée en mètre .

$$A_1(l) = 230 + \frac{36000}{l+12}$$

Cette formule , tient compte des majorations pour effets dynamiques . Les règles de détermination des zones à charges , de manière à produire l'effet le plus défavorable , sont :

-1^{er} cas : le sens transversal

Il faut charger un nombre entier de voies de circulation en fonction de la classe du pont et de la longueur des voies . La surcharge $A(l)$ multipliée par (02) coefficients a_1 et a_2 définis comme suit :

a_1 déterminé à partir d'un tableau en fonction de la classe du pont et du nombre des voies .

$$a_2 = l_o / l_v$$

$$l_o = 3.00 \text{ m}$$

l_v : largeur de la voie

soit $A(l) = A_1(l) a_1 a_2$

-2^{eme} cas : le sens longitudinal

Les limites des zones à charger , correspondent au zéro des lignes d'influence pour les surfaces max positives ou négative .

- Système B : Ce système est employé pour , la stabilité local des éléments du tablier . Il représente un camion de poids total de 30 tonnes , soit un essieu avant de (06) six tonnes et (02) deux essieux arrières de 12 tonnes

- Disposition du système B_c

-1^{er} cas : le sens transversal

Le nombre de files qu'on peut disposer est égale au nombre de voies de circulation .

-2^{eme} cas : le sens longitudinal

Le nombre de camions par file est limité à (02) deux

Remarque : Tous les camions sont orientés vers le même sens

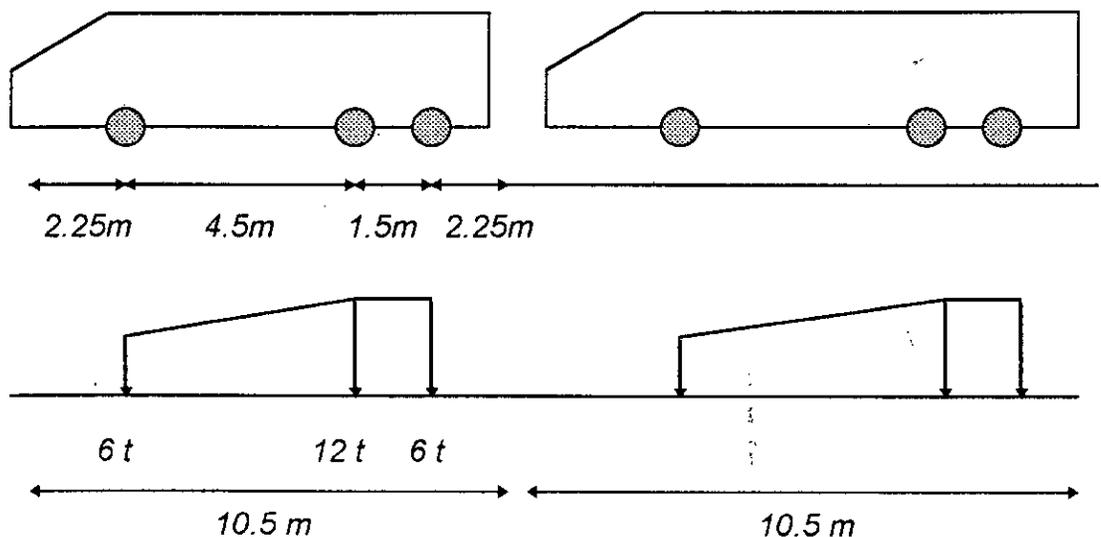


Fig 3-2 Disposition longitudinale

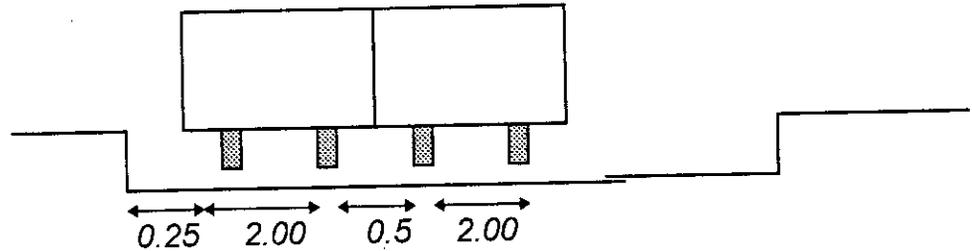


Fig 3-3 Disposition transversale

Systeme B : Ce système est employé pour , la stabilité local des éléments du tablier . Il représente un camion de poids total de 30 tonnes , soit un essieu avant de (06) six tonnes et (02) deux essieux arrières de 12 tonnes

• Charges routières à caractère particuliers :

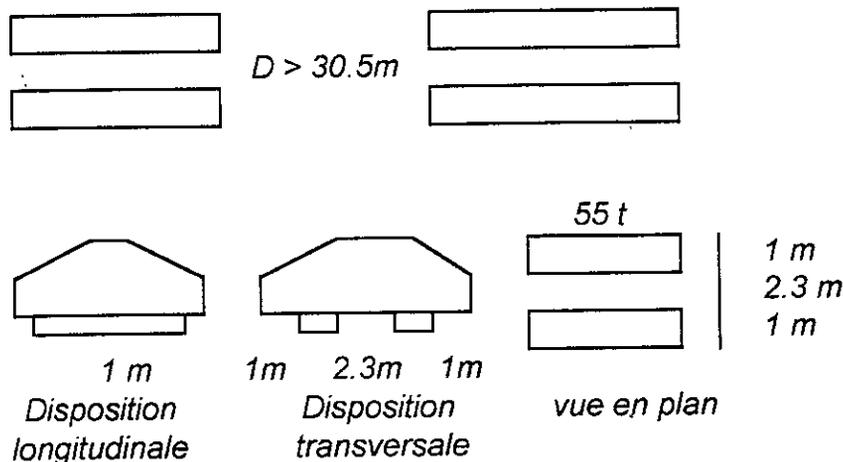
- Charge militaire M_{C120}

Les charges militaires , sont les plus défavorables pour les éléments de couverture (dalle) aux cessations des tabliers ; il est à noter que la charge M_{C120} ne développe pas de paru de freinage ou de paru centrifuge . Le poids du char M_{C120} est de 110 tonnes , soit 55 tonnes pour chaque chenille .

- Disposition du système M_{C120}

Dans le sens transversal , un seul char est supposé circulé sur le port , quelque la longueur de la chaussée .

Dans le sens longitudinal , le nombre de chars est illimité , toutefois la distance libre entre eux , doit au moins être égale à 30.5 m .



- Convoi type D

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de largeur et de 18.6 m de longueur .

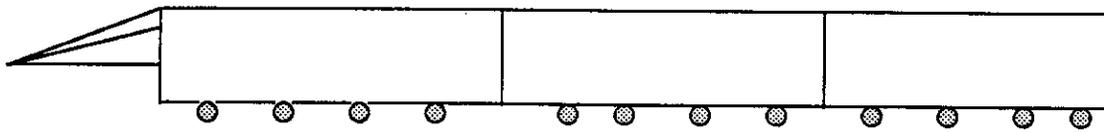


Fig 3-7 : Disposition longitudinale

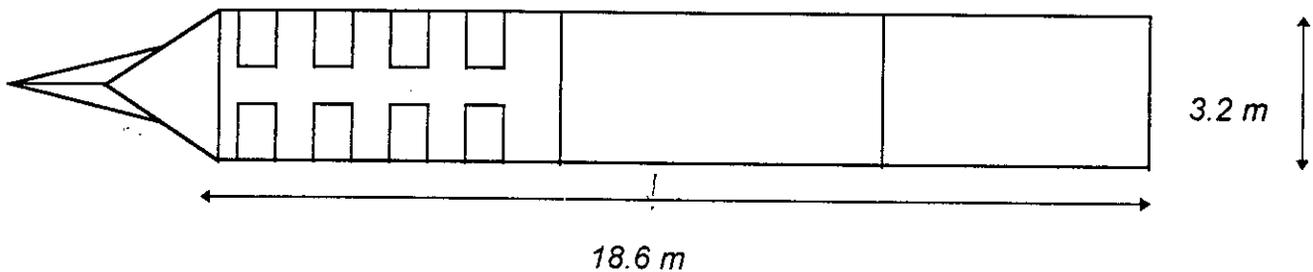


Fig3-8 : Vue de plan

- Surcharges sur les trottoirs

Conformément au CPC , nous appliquons sur les trottoirs une charge uniformément répartie de $150 \text{ Kg} / \text{m}^2$. Dans le sens de la longueur , chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais dans le sens longitudinal les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable ; la disposition de ces charges est la même que celle de la surcharge $A(1)$ dans le sens longitudinal .

- Charges sismiques

Pour l'étude du tablier, la combinaison des actions à considérer pour le calcul , tient compte des deux composantes verticale et horizontale du séisme ; les efforts peuvent agir sur la structure dans les deux sens possible pour chaque direction ; le calcul des sollicitations se fait en considérant le sens qui engendre la combinaison d'actions les plus défavorables .

- Effort de freinage

Les charges de chaussée des système A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de la circulation.

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par la relation suivante :

$$F_A = \frac{A}{20 + 0.0035S}$$

où S représente la surface chargée et F_A désigne l'effort de freinage en kilogrammes par A.

La charge A est disposée pour créer le cas le plus défavorable ; pour le système d'un camion B_c, chaque essieu peut développer un effort de freinage égale à son poids ; parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont un seul peut freiner.

- coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

avec :

L: Portée du pont (81m)

G: Poids total de l'ouvrage

S: Poids de la surcharge considérée

	B _c	M _{c120}
G(t)	1490,4	1490,4
S(t)	180	220
δ	1,040	1,044

Chapitre 4

LA METHODE DE
GUYON-MASSONET

Chapitre 4

METHODE DE GUYON - MASSONET

La méthode de GUYON - MASSONET a été adoptée et généralisée aux calculs des ponts de dalles, ainsi qu'aux théories traitant le cas des plaques anisotropes, le calcul des grillages de poutres et les dalles orthotropes.

Le but de cette méthode est, d'étudier l'effet des charges et leur répartition transversale sur la largeur de l'ouvrage, et cela en traçant les lignes d'influence des différents coefficients de répartition transversaux relatifs à chaque effort.

GUYON et MASSONET ont défini ces coefficients comme suit :

- k : coefficient de répartition transversal du moment fléchissant
- ε : coefficient de répartition transversal de l'effort tranchant
- μ : coefficient de répartition transversal de la réaction d'appui
- τ : coefficient de répartition transversal du moment de torsion

Les tables de BARES et MASSONET donnent les valeurs des coefficients suscités en fonction de :

- La position transversale « y » considérée
- L'excentricité « e » de la charge
- Le paramètre d'entretoisement « θ »
- Le paramètre de torsion « α »

D'après les hypothèses de GUYON et MASSONET, la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope d'épaisseur constante ayant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion ; l'entretoisement dans notre cas est assuré par la dalle .

Ils admettent aussi que la répartition transversale des charges , est la même que si le tablier soit sollicité par des forces pouvant varier suivant la loi sinusoïdale dans le sens longitudinal .

$$P(x) = P_1 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (4-1)$$

- $P(x)$: charge répartie suivant l'axe longitudinal de la construction
- P_1 : le chargement
- l : longueur de la travée considérée

4-1 Coefficient de répartition transversale du moment fléchissant k_α

Le coefficient de répartition k est le rapport de déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction , sous l'effet d'une charge $P(x)$ à celui de $w_0(x)$ du même point , sous l'effet de la même charge sinusoïdale répartie sur toute la longueur du pont .

$$k(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0} \quad (4-2)$$

A partir des formules établies par SATTLER , le coefficient k_α est calculé en fonction de θ comme suit :

$$k_\alpha = \begin{cases} k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0.05} & 0 \leq \theta \leq 1 \\ k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{(1 - \exp(\frac{0.065 \cdot \theta}{0.663}))} & 0.1 \leq \theta \leq 1 \\ k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha} & \theta \geq 1 \end{cases} \quad (4-3)$$

La valeur de k_1 est obtenue pour $\alpha=1$
 La valeur de k_0 est obtenue pour $\alpha=0$

k_0 et k_1 sont donnés dans le tableau en annexe de l'ouvrage de BARES et MASSONET ; pour les valeur de θ allant de 0.05 à 5 MASSONET divise la largeur $2b$ en (09) neuf bandes de même largeur .

4-2 Détermination des paramètres θ, α

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{paramètre d'entretoisement} \quad (4-4)$$

- avec
- ρ_p : rigidité de flexion longitudinal
 - ρ_E : rigidité de flexion transversal
 - l : longueur de la travée étudiée
 - b : demi largeur de la dalle équivalente

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} \quad \text{paramètre de torsion} \quad (4-5)$$

- γ_p : rigidité torsionnelle longitudinale
- γ_E : rigidité torsionnelle transversale

Pour des constructions continues et élastiquement ou rigidement encastées , les paramètres θ et α sont remplacés par les paramètres θ' et α' qui sont calculés pour une poutre continue de moment d'inertie I . Pour le calcul de ce dernier , la poutre continue sera remplacée par une poutre fictive à une travée isostatique .

considérons une travée isolée de longueur l_i :

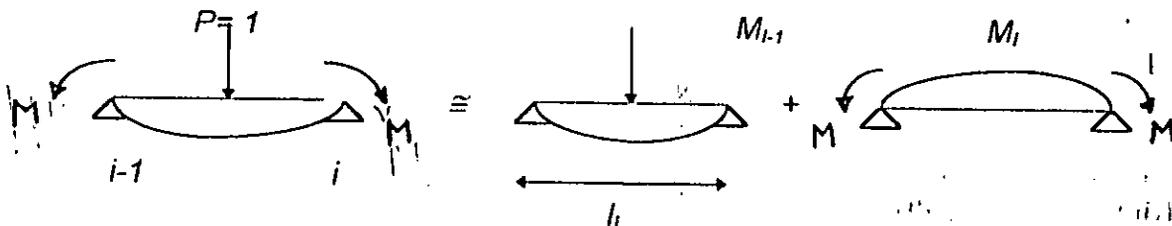


Fig 4-1

La flèche de la travée (i) du système hyperstatique, soumise d'une part à la charge unitaire ($p=1$) centrée, et d'autre part aux moments de continuité M_{i-1} et M_i est donné par :

$$f_i = \frac{(M_{i-1} + M_i)}{16E_i} l_i^2 + \frac{l_i^3}{48EI_i} \quad (4-6)$$

La flèche de la travée isostatique associée à la travée (i) du système hyperstatique est :

$$f_i' = \frac{l_i^3}{48E_i I_i^*} \quad (4-7)$$

cherchons l'inertie I_i^* de la travée isostatique de telle sorte à avoir la même flèche pour les deux systèmes précédents.

$$f_i = f_i' \Leftrightarrow \frac{l_i^3}{48EI_i} = -\frac{(M_{i-1} + M_i)}{16EI_i} l_i^2 + \frac{l_i^3}{48EI_i} \Leftrightarrow I_i^* = I_i \frac{l_i}{l_i - 3(M_{i-1} + M_i)} \quad (4-8)$$

posons $v = \frac{l_i}{l_i - 3(M_{i-1} + M_i)}$

N°d'appui	0	1	2	3	4
M_i	0	-2.37	-1.96	0.62	0

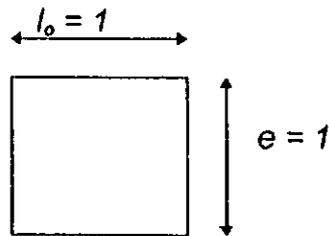
tab 4-1 Moment sur appui

calcul de $v = \frac{25.5}{25.5 - 3(2.37 + 1.76)} = 2.03$

4-2-1 Calcul des rigidités fonctionnelles

- Transversalement : $\rho_E = \frac{EI_E}{l_o} - \text{avec } I_E = \frac{l_o e^3}{12}$

$$\text{d'où } \rho_E = \frac{Ee^3}{12}$$



$$\rho_p^* = \frac{EI_p^*}{b_o}; I_p^* = vl_p$$

- Longitudinalement : $\text{avec } I_p^* = \frac{b_o e^3}{12} = \frac{e^3}{12} \Rightarrow I_p^* = \frac{ve^3}{12} \Rightarrow \rho_p^* = \frac{Eve^3}{12}$

$$\theta^* = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p^*}{\rho_E}} = \frac{b}{l} \sqrt[4]{v}$$

avec b : la demie longueur de la dalle équivalente
 l : la portée la plus grande ($l = 25.5 \text{ m}$)

A.N $l = 25.5 \text{ m}$; $b = 3.28 \text{ m}$; $v = 2.03 \text{ m}$

$$\theta^* = 0.153$$

4-2-2 calcul des rigidités torsionnelles

$$\alpha^* = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}}$$

$$\gamma_p = \frac{GI_{TP}}{h_o}$$

$$\gamma_E = \frac{GI_{TE}}{I_o}$$

$$I_{TP} = I_{TE} = \frac{e^3}{12}$$

Le paramètre de torsion est donc $\alpha^* = \frac{G}{E\sqrt{\nu}}$

A.N $G = 163697,51 \text{ MPa}$; $E = 392874,02 \text{ MPa}$; $\nu = 2.03 \text{ m}$

$$\alpha^* = 0.29$$

pour $l = 15 \text{ m}$

$$\nu = 1.235$$

$$\alpha = 0.375 \text{ et } \theta = 0.23$$

4-3 Calcul de k_α

En interpolant entre k_o et k_1 , le coefficient de k_α est déterminé à partir de la formule de SATTLER .

$$k_\alpha = k_o + (k_1 - k_o) \alpha^{1 - \exp\left(\frac{0.06305 - \theta^*}{0.663}\right)}$$

pour $\alpha = 0.29$

$$\text{avec } k_\alpha = k_o + (k_1 - k_o) 0.87$$

Tableau donnant les valeurs de k_α pour $l = 15 \text{ m}$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0		0,9846	0,9929	1,0010	1,0077	1,0107	1,0077	1,0010	0,9929
b/4		0,7943	0,8475	0,9011	0,9549	1,0077	1,0571	1,1011	1,1417
b/2		0,6094	0,7054	0,8025	0,9011	1,0010	1,1011	1,1990	1,2927
3b/4		0,4286	0,5662	0,7054	0,8475	0,9929	1,1417	1,2927	1,4438
b		0,2499	0,4286	0,6094	0,7943	0,9846	1,1812	1,3843	1,5929

Tab 4-2

Tableau donnant les valeurs de k_α pour $l = 25.5 \text{ m}$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0		0,9965	0,9984	1,0002	1,0017	1,0023	1,0017	1,0002	0,9984
b/4		0,8665	0,9003	0,9342	0,9681	1,0017	1,0346	1,0663	1,073
b/2		0,7378	0,8030	0,8684	0,9342	1,0002	1,0663	1,1319	1,1966
3b/4		0,6100	0,7063	0,8030	0,9003	0,9984	1,0973	1,1966	1,2959
b		0,4828	0,6100	0,7378	0,8665	0,9965	1,1285	1,2608	1,3948

Tab 4-3

4-4 Calcul de $k_{\alpha moy}$

On doit déterminer les $k_{\alpha moy}$ dans les différents cas de chargement, et pour les (09) neufs positions sur la dalle :

$$\pm b \quad ; \quad \pm 3b/4 \quad ; \quad \pm b/2 \quad ; \quad \pm b/4 \quad ; \quad 0$$

Pour les charges et les surcharges réparties, on utilise la méthode de SIMPSON afin de déterminer les surfaces correspondantes aux chargement ; le coefficient $k_{\alpha moy}$ est donné par la formule suivante :

$$k_{\text{amoy}} = \frac{s}{l_c} = \frac{1}{3^n} (y_0 + 4 \sum_{i=1,3,5} y_i + 2 \sum_{i=2,4,6} y_i + y_n).$$

pour les charges concentrées (4-10)

$$k_{\text{amoy}} = \frac{\sum p_i k_i}{\sum p_i} = \frac{\sum k_i}{n}$$

avec k_i : ordonnée à droite de la charge P_i
 n : nombre de roues de la rangée considérée

Tableau donnant k_{amoy} pour les différents cas de chargement ($l = 15 \text{ m}$)

y charge	G	M_{c120}	D_{240}	A(l)	Trottoir		B_c
					gauche	droit	
0	1	0,9977	1,0084	0,9999	0,9933	0,9908	0,9990
b/4	1	1,0981	1,008	1,0979	0,9313	1,1447	1,0325
b/2	1	1,2305	1,2012	1,1948	0,8655	1,2929	1,0656
3b/4	1	1,2911	1,3003	1,3023	0,8171	1,4445	1,1336
b	1	1,3861	1,3984	1,3850	0,7633	1,5954	1,1320

Tab 4-4

Tableau donnant k_{amoy} pour différents chargements ($L = 25,5 \text{ m}$)

y charge	G	M_{c120}	D_{240}	A(l)	Trottoir		B_c
					gauche	droit	
0	1	1,0014	1,0014	0,9999	0,9984	0,9984	1,08
b/4	1	1,0654	1,0673	1,0617	0,9000	1,0993	1,0219
b/2	1	1,1306	1,1346	1,1303	0,8025	1,1969	1,044
3b/4	1	1,1955	1,198	1,1950	1,7056	1,2966	1,066
b	1	1,2602	1,2683	1,2559	0,6093	1,3960	1,0882

Tab 4-5

4-5 Flexion longitudinale

Soit $P(x) = P_1 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$ la charge linéaire appliquée à la construction, sur une parallèle à $o x$ d'excentricité e ; le moment d'inertie longitudinal par unité de largeur dans les sens x et d'excentricité e , est donné par :

$$M_x(x, y) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w(x, y) \quad (4-11)$$

Si la charge au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur $2b$, le moment d'inertie longitudinal dans le sens x est régie par la formule suivante :

$$M_o(x) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p w_o(x)$$

d'où

$$\frac{M_x(x, y)}{M_o(x)} = \frac{w(x, y)}{w_o(x)} = k_{\text{amoy}} \quad (4-12)$$

$$\text{qui donne } M_x(x, y) = k_{\text{amoy}} M_o(x)$$

- $M_x(x, y)$: moment longitudinal réparti par mètre de largeur
- $M_o(x)$: moment longitudinal moyen
- k_{amoy} : coefficient de répartition transversal

Tableau illustrant le moment longitudinal sur appui

Chargement	Appui n°1		Appui n°2	
	N° trav_ chargée	$M_{\text{max}}(\text{t.m})$	N° trav_ chargée	$M_{\text{max}}(\text{t.m})$
G	1+2+3+4	-774,9	1+2+3+4	-1118,27
A(l)	1+2+4	-249,63	2+3	-289,53
	3	67,5	1+4	36,112
B_{120}	1+2	-212,5	2+3	-254,5
	3	41,44	1+4	32,367
M_{c120}	2+4	283,21	3	-229,24
	3	72,16	1+4	65,21
D_{240}	2	-477,76	2	-398,25
	3	161,67	1	39,7
Trottoir	1+2+3+4	-20,21	1+2+3+4	-29,68

Tab 4-6

Tableau illustrant le moment longitudinal en travée

Chargement	section $\Sigma = 0.45 I_1$		section $\Sigma = 0.51 I_2$	
	N° trav. chargée	Mmax	N° trav. chargée	Mmax
G	1+2+3+4	162,28	1+2+3+4	536,54
A(l)	1+3	135,26	2	285,6
	2+4	-93,74	2+4	-224,67
B _c	1+3	187,71	2	267,03
	2	-110,35	3	-72,73
M _{c120}	1	241,38	2+4	432,47
	2+4	-130,34	3	-88,11
D ₂₄₀	1	292	2	550,06
	2	-202,84	3	-137,67
Trottoir	1+2+3+4	4,3	1+2+3+4	14,24

Tab 4-7

• Combinaison des moments moyens :

à l'ELU :

$$M_{max}^u = 1.35 M_G + 1.5 M_{trott} + \text{Max} (1.5 M_A , 1.5 M_{Bc} , 1.35 M_{c120} , 1.35 M_D)$$

à l'ELS :

$$M_{max}^s = M_G + 1.2 M_{trott} + \text{Max} (1. M_A , 1.2 M_{Bc} , M_{c120} , M_D)$$

Les résultats de calcul sont figurés sur le tableau suivant :

	Appui 1	Appui 2	Travée 1	Travée 2
M _{max} (t.m)	-1721,42	-2091,8	619,7	1488,27
M _{max} (l.m)	-1276,9	-1629,1	459,44	1103,69

Tab 4-8

Tableau donnant le moment longitudinal maximal réparti dans le sens transversal sur appui .

Chargement	Appui 1		appui 2	
	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)
G	0	-774,9	0	-1118,27
A(l)	85,02	-326,05	45,48	-289,66
Bc	77,91	-399,5	60,85	-478,46
Mc120	90,94	-356,9	82,18	-288,89
D240	154,31	-605,94	50,35	-505,18
G Trottoir	0	-28,21	0	-41,36
D		-20,58		-29,63

Tab 4-9

Tableau donnant le moment longitudinal maximal réparti dans le sens transversal en travée .

Chargement	section $\Sigma = 0.45 l_1$		section $\Sigma = 0.51 l_2$		
	$M^* (t.m)$	$M (t.m)$	$M^* (t.m)$	$M (t.m)$	
G	162,28	0	536,54	0	
A(l)	170,36	-116,81	359,71	-282,98	
Bc	352,89	-207,46	503,89	-136,73	
Mc120	304,19	-164,25	543,74	-11,04	
D240	370,34	-257,26	697,46	-174,61	
Trottoir	G	60,0028	0	19,88	0
	D	4,29	0	14,22	0

Tab 4-10

- Combinaison des moments répartis :

Les combinaisons d'actions ci dessous représentent le cas le plus défavorable de chargement , aussi bien sur appui qu'en travée .

$$M_{\max} = \max \begin{cases} M_G + 1.2[\max(M_A, M_{BC}) + M_{Trottoir}] \text{ surcharges civiles} \\ M_G + [\max(M_{C120}, M_D) + 1.2M_{Trottoir}] \text{ surcharges militaires} \end{cases}$$

Les résultats de calcul figurent sur le tableau suivant :

	Appui 1	Appui 2	Travée 1	Travée 2
M	154,02	82,18	592,9	1258,04
M4MAX	1288,15	1742,05	257,26	339,57

Tab 4-11

Chapitre 5

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Chapitre 5

ETUDE DE LA PRECONTRAINT

5-1 Introduction

Un ouvrage réalisé par précontrainte est le principe selon lequel , soumettre ce même ouvrage avant application des charges à des forces additionnelles permanentes , donnant des contraintes telles que leurs compositions avec celles des charges donnent en tout point des résultantes σ_{bc} comprises entre les contraintes limites que le béton peut supporter .

$$\overline{\sigma_{ht}} \leq \sigma \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

La précontrainte nous permet d'exploiter les avantages du béton au maximum et de limiter aussi ses inconvénients ; et cela en le faisant travailler au maximum avec sa haute résistance à la compression et en limitant sa traction ; elle permet aussi d'alléger les ouvrages tout en gardant leurs performances et leur portée .

Il existe deux types de précontraintes :

- La précontrainte par post - tension
- La précontrainte par prétension

5-2 Détermination du câble moyen approché

Puisque notre ouvrage est hyperstatique , on ne pourra définir le tracé du câble moyen définitif qu'en passant par le câble moyen approché ; pour la détermination du moment hyperstatique de précontrainte puis le tracé du câble pour la câble moyen approché , nous avons un tracé parabolique du troisième degré.

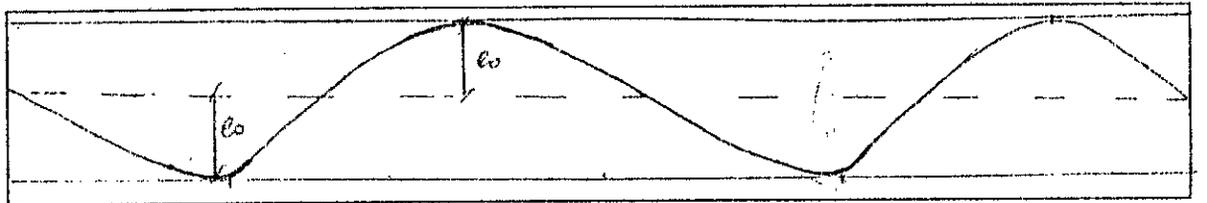


Fig 5 -1

Les valeurs de e_1 et e_2 sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$e_1 = -(v-d') \quad e_2 = (v-d') \quad (5-1)$$

avec d' l'enrobage supérieur et inférieur égal à 15 cm

$$e_1 = -0.405 \text{ m} \quad e_2 = 0.294 \text{ m}$$

5-2-1 Equation du câble moyen

On utilise l'équation du 3^{eme} degrés donnée dans le béton KLUNDER

$$e(x) = 2(e_m - e_b) \left(\frac{x}{a}\right)^3 - 3(e_m - e_b) \left(\frac{x}{a}\right)^2 + e_m \quad (5-2)$$

$$\text{Travée de rive : } e_m = 0.405 \quad e_b = 0.294$$

$$0 \leq x \leq 6.75 \Rightarrow e_1(x) = 0.405 - 8.910^{-3} x^2$$

$$6.75 \leq x \leq 15 \Rightarrow e_2(x) = 3.910^{-4} x^3 - 4.90110^{-3} x^2 + 0.405$$

Travée centrale :

$$0 \leq x \leq 13.005 \Rightarrow e_3 = -1.0110^{-4} x^3 - 19.7210^{-4} x^2 + 0.405$$

$$13.005 \leq x \leq 25.5 \Rightarrow e_4 = 1.1410^{-4} x^3 - 21.0310^{-4} x^2 + 0.405$$

5-2-2 Détermination du moment hyperstatique

Appliquons la méthode des trois moments pour déterminer le moment hyperstatique sur l'appui n°2

$$l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = -6EI(\omega_{gi} - \omega_{di}) \quad (5-3)$$

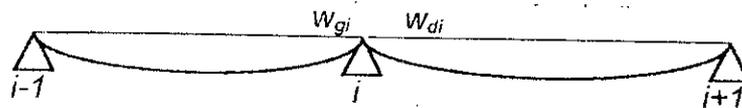


Fig 5-2

$$\omega_{gi} = - \int_0^{l_i} \mu_{i-1}(x) \frac{x dx}{l_i EI} \quad (5-4)$$

$$\omega_{di} = + \int_0^{l_{i+1}} \mu_{i+1}(x) \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) \frac{dx}{EI}$$

La valeur de $\mu(x)$ représente les moments isostatiques dus aux chargements appliqués aux travées ; or, sous l'action de la précontrainte, ces moments isostatiques ne sont autres que les moments isostatiques de précontrainte.

$$\mu(x) = P e(x)$$

Après avoir effectué les calculs on trouve les résultats suivants :

$$M_1 = M_3 = 0,185P \quad , \quad M_2 = -0,105P$$

5-2-3 Détermination du fuseau de passage

$$-C' - M_{\min} / P - M_{HYR} / P \leq e_0 \leq C - M_{\max} / P - M_{HYR} / P$$

La double inégalité définit un segment dit de passage, à l'intérieur duquel doit être situé l'axe de l'armature pour que les conditions relatives aux contraintes soit vérifiées

$$C' = \rho V = 0,3216 \quad ; \quad C = \rho V' = 0,4202 \quad ; \quad \rho = 1 / BVV' = 0,6614$$

Le tableau suivant donne l'excentricité e_0 pour $l=15$ m

$x(m)$	0	2	4	6	6,75	8	10	12	14	15
M_{max}/P	0,00	0,012	0,052	0,228	0,139	0,185	-0,279	-0,295	-0,296	0,430
M_{min}/p	0,00	0,0066	0,028	0,064	0,075	0,1004	-0,131	-0,150	-0,158	-0,160
M_{HYR}/p	0,00	0,019	0,041	0,061	0,069	0,081	0,102	0,123	0,143	0,153
e_1	-0,402	-0,427	-0,471	-0,527	-0,546	-0,582	-0,373	-0,375	-0,387	-0,395
e_2	0,3216	0,291	0,229	0,143	0,114	0,056	0,498	0,493	0,475	-0,2614
e_0	0,136	0,136	0,220	0,140	0,110	0,054	0,125	0,118	0,088	-0,300

Le tableau ci dessous donne l'excentricité e_0 pour $l=25,5$ m

$x(m)$	2	4	6	8	10	12	13,5	14	16	18	20	22	24	25,5
M_{min}/p	-0,003	-0,016	0,042	0,082	0,139	0,216	0,283	0,317	0,386	0,418	-0,48	-0,50	-0,51	-0,62
M_{max}/p	-0,016	-0,009	0,025	0,049	0,084	0,130	0,158	0,192	0,232	0,264	-0,29	-0,30	-0,31	-0,42
M_{HYR}/p	0,134	0,115	0,096	0,078	0,059	0,039	0,031	0,021	0,002	-0,01	-0,03	-0,05	-0,07	-0,08
e_1	-0,52	-0,508	-0,52	-0,52	-0,54	-0,57	-0,59	-0,61	-0,63	-0,65	-0,07	-0,04	-0,01	0,114
e_2	0,191	0,223	0,184	0,162	0,124	0,087	0,007	-0,01	-0,06	-0,08	0,838	0,883	0,909	1,035
e_0	0,190	0,220	0,180	0,160	0,120	0,060	0,005	-0,02	-0,06	-0,09	0,741	0,841	0,89	0,92

Tab 5-1

5-2-4 Détermination de l'effort de précontrainte : P

Notre ouvrage est calculé en classe II, il faut que

$$\sigma_{bc} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

la contrainte s'exprime :

$$\frac{P}{b} + \frac{Pe_0}{I} v' + \frac{Mv'}{I} + \frac{M_{hy} v'}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$P \geq \frac{\overline{\sigma} - \frac{M_{max}}{I} v'}{b + (e_0 + 0,96) \frac{v'}{I}} \quad (5-5)$$

avec $\overline{\sigma_{bt}} = 405t / m^2$

$M_{max} = -1629 t.m$

$v' = 0.555m$

$l = 0.5682 m$

$B = 6.122 m$

$e_0 = -0.405 m$

Le nombre de câbles nécessaire N :

$$N = \frac{P}{0.75 A_p \sigma_{po}} \quad (5-6)$$

avec

$$\begin{aligned} P &= 2559.09 \text{ t}_2 \\ A_p &= 973 \text{ } 10 \text{ m}^2 \\ \sigma_{po} &= 148000 \text{ t/m} \end{aligned}$$

on trouve $N = 25$ câbles

5-3 Evaluation des pertes de précontraintes

Certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur le béton armé, interviennent de façon considérable, tels que les frottements à la mise en tension des câbles, le recul de l'ouvrage, la non simultanée de mise en tension des câbles, le retrait du béton, la relaxation des aciers et enfin le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont du type différé; c'est à dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois.

5-3-1 Les pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes qui se reproduisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension.

•) Pertes par frottements

Les pertes par frottements sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine, lors de la mise en tension.

$$\begin{aligned} \sigma_p(x) &= \sigma_{po} e^{-f(\alpha + \varphi x)} \\ \theta(x) &= e(x) \\ \alpha(x) &= |\theta(x) - \theta(0)| \end{aligned} \quad (5-7)$$

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1} ; \quad \varphi = 0.02 \text{ m}^{-1} ; \quad \sigma_{po} = 14800 \text{ t/m}^2$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

section	$0,0l_1$	$0,45l_1$	l_1	$0,51l_2$	l_2
$\alpha(\text{rd})$	0	0,06	0,127	0,169	0,188
$\sigma_n(x)$	148	144,45	140,40	139,9	135,96
$\Delta\sigma_n$	0	3,55	7,6	8,1	12,04
pertes %	0	2,4	5,135	5,472	8,135

Tab 5 - 2

•) Pertes par recule d'ancrage

Les pertes par recule d'ancrage sont celles apparues lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin, est reportée directement sur le béton par l'ancrage.

$$\lambda = \sqrt{\frac{g\sigma_p}{\Psi\sigma_{po}}} \quad (5-8)$$

$$\Psi = \frac{f.\alpha(l)}{l} + \varphi$$

Les valeurs des paramètres intervenant dans la formule sont :

$$g = 6.10^{-3} \text{ m} \quad ; \quad \sigma_p = 1.9.10^{+5} \text{ MPa}$$

$$\Psi = 3.168.10^{-3} \quad ; \quad \lambda = 15.61 \text{ m}$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{po} e^{-\lambda(2d-x)}$$

$$\frac{\sigma_p(x)}{\lambda(2d-x)} \cong \sigma_{po}(1 - \Psi(2\lambda - x)) \quad (5-9)$$

Tableau des valeurs correspondantes

section	$0l_1$	$0,45l_1$	l_1	$0,51l_2$	l_2
$\sigma_p(x)$	133,37	136,54	140,40	/	/
$\Delta\sigma_n$	14,63	11,46	7,6	/	/
pertes %	9,88	7,74	5,13	/	/

Tab 5 - 3

$\Delta\sigma_p$ (frottements + glissement)

section	011	0,4511	11	0,5112	12
$\Delta\sigma_{p1}(x)$	0	3,55	7,1	8,1	12,04
$\Delta\sigma_{p2}(x)$	14,63	11,46	7,6	/	/
$\Delta\sigma_{p1}(f+g)$	14,63	15,01	14,7	8,1	12,04
%	9,88	10,14	9,93	5,47	8,13

Tab 5 - 4

•) Pertes par raccourcissements instantanés du béton

Dans un même élément , plusieurs armatures sont tendues successivement ; le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures , et par conséquent une diminution de leur force de traction .

$$\Delta\sigma_p = \frac{(n-1)\epsilon_p'}{2n\epsilon_{bj}} \sigma_{bs}$$

$$n \rightarrow \infty \quad \frac{n-1}{2n} = \frac{1}{2} \Rightarrow (\Delta\sigma_{pi}) = \frac{1}{2} \frac{\epsilon_p'}{\epsilon_{bj}} \sigma_{ba}$$

$$\sigma_b = nA_p \sigma_p \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I} \right) + M_g \frac{e_o}{I} + \frac{M_{HY}}{I} e_o$$

σ_{bo} : contrainte de compression du béton au niveau du câble sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes .

1^{ère} phase :

première mise en tension $t = 7$ jours

d'où à (07) sept jours on tire les câbles à 60 % .

$$E_{bi7} = 30658.735 \text{ MPa} \quad ; \quad \epsilon_p = 1.9 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 0.0146 \sigma_p (0.163 + 1.759e) + 1.759e_o (M_g + M_{hy})$$

$$\text{avec } \sigma_p = 0.6 (\sigma_{po} - \Delta\sigma_p) \quad (5-10)$$

$$\Delta\sigma_p = 3,09 \sigma_b$$

2^{ème} phase :

deuxième mise en tension $t = 28$ jours

on tire les câbles à 100 %

$$E_{bi28} = 35981.303 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,024 \sigma_p (0,163 + 1,759 e_o) + 1,759 e_o (M_g + M_{HY})$$

$$\Delta\sigma_p = 2.64 \sigma_p$$

où σ_p représente la contrainte dans le béton au niveau des câbles moyen

section	0,011	0,4511	11	0,5112	12
M_n (l/ml)	0,00	162,28	-774,90	536,54	1118,27
e_n (m)	0,00	-0,37	0,22	-0,4	0,217
M	t = 07 jours				
M_{hv}	0,00	143,427	319,686	63,937	-181,443
σ_n 10	80,022	79,794	79,98	83,94	81,576
σ_h 10	2,24	0,271	0,114	0,122	0,351
$\Delta\sigma_n$ 10	6,92	0,84	0,35	0,37	1,08
%	4,67	0,56	0,23	0,25	0,72
M	t = 28 jours				
M_{hv}	0,00	239,046	535,810	106,561	-302,403
σ_n 10	133,37	132,99	133,30	139,20	135,96
σ_h 10	0,521	1,028	0,7	1,039	1,113
$\Delta\sigma_n$ 10	1,37	2,7	1,85	2,74	2,94
%	0,92	1,82	1,25	1,85	1,98

Tab 5 - 5

•) Pertes instantanées totales

$$(\Delta\sigma_p)_i = (\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_{recurve} + (\Delta\sigma_p)_{raccour} \quad (5 - 11)$$

section	0,011	0,4511	11	0,5112	12
$(\Delta\sigma_p)_f$ 10	0,00	3,55	7,1	8,1	12,04
$(\Delta\sigma_p)_{recurve}$ 10	14,63	11,46	7,6	/	/
	t = 07 jours				
$(\Delta\sigma_p)_f$ 10	6,92	,84	0,35	0,37	1,08
$(\Delta\sigma_p)_{recurve}$ 10	21,25	12,3	7,95	0,37	1,08
%	14,35	8,3	5,37	0,25	0,729
	t = 28 jours				
$(\Delta\sigma_p)_f$ 10	1,37	2,7	1,85	2,74	2,94
$(\Delta\sigma_p)_{recurve}$ 10	16	14,16	9,45	2,74	2,94
%	10,8	9,56	6,38	1,85	1,98

Tab 5 - 6

5-3-2 pertes différées

Elle se produisent sur un temps plus ou moins long , après la structure , soit précontrainte , elles proviennent de l'évolution des actions permanentes .

•) Pertes ou retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps , dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton , pouvant induire des réactions chimiques du bétonon changé au court du durcissement ; il résulte du retrait un chute de tension .

$$(\Delta\sigma_p)_r = \epsilon_r [r(t) - r(t_0)] \sigma_p$$

$$r(t) = \frac{l}{l + 9r_m}$$

où r_m : le rayon moyen égal à 29.15 cm
 $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

1^{ère} mise en tension : t = 07 jours
 $r_{\text{ente}}(t) = r(\infty) = 1$ $r(t_0) = 0.026$ $(\Delta\sigma_p) = 5551.8 \text{ t/m}^2$
 2^{ème} mise en tension : t = 28 jours
 $r(t_0) = 0.096$ $(\Delta\sigma_p) = 5150.52 \text{ t/m}^2$

soit une perte évaluée à 3.48 %

e) Pertes dues à la relaxation des armatures

La relaxation des armatures est un phénomène de relâchement à longueur constante, elle n'apparaît que pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint ; la contrainte tend à diminuer avec le temps, elle entraîne pour les armatures précontraintes une chute de tension dont il faut tenir compte de :

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{rel}} = 0.06 \rho (\mu - \mu_0) \quad \text{avec} \quad \mu_0 = 0.43 \text{ TBR}, \quad \mu = \sigma_p / \rho_{\text{prg}}$$

$$\rho_{1000h} = 30 \%$$

section	0,0l ₁	0,45l ₁	l ₁	0,51l ₂	l ₂
$\sigma_{\text{a}}(x) 10$	132	133,84	138,55	145,26	145,06
μ	0,71	0,72	0,75	0,785	0,784
$(\Delta\sigma_p)_{\text{rel}}$	66,53	69,86	79,8	92,82	92,43
%	0,045	0,047	0,054	0,063	0,062

Tab 5 - 7

e) Perte par fluage

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{flu}} = (\sigma_b + \sigma_m) \frac{\sigma_p}{\sigma_{bi}} = 2.5 \frac{\sigma_p}{\sigma_{bi}}$$

$$\sigma_{b28} = 35981.3 \text{ MPa} \quad \text{à} \quad t = 28 \text{ jours}$$

$$(\Delta\sigma_p)_{\text{flu}} = 5.28 \sigma_b \quad (5-12)$$

$$\sigma_b = Ah_p (\sigma_{ps} - \sigma_{pt}) \left(\frac{1}{B} + \frac{e_o^2}{I} \right) + \frac{e_o}{I} (M_s + M_{hp})$$

$$\Delta\sigma_{pt} = \Delta\sigma_m - \Delta\sigma_d$$

section	0,0l ₁	0,45l ₁	l ₁	0,51l ₂	l ₂
e_n	0	-0,231	0,4	-0,291	0,405
M_o	0	162,28	-774,9	536,54	-1118,27
M_{hvp}	0	741,043	1657,92	330,34	937,45
$(\Delta\sigma_{pt}) 10$	0,116	0,458	1,73	0,164	1,44
%	0,35	0,31	1,16	0,43	0,97

Tab 5 - 8

$$\Delta\sigma_{diff} = (\Delta\sigma_p)_{rel} + (\Delta\sigma_p)_{flu} + \frac{5}{6}(\Delta\sigma_p)_{rel} \quad (5-13)$$

section	0,0l ₁	0,45l ₁	l ₁	0,51l ₂	l ₂
($\Delta\sigma$) _{diff}	5721,96	5666,74	6947,02	5867,87	6667,545
%	3,87	3,83	4,69	3,96	4,51

Tab 5-9 Les pertes diffères

section	0,0l ₁	0,45l ₁	l ₁	0,51l ₂	l ₂
<i>t = (07)jours</i>					
$\Delta\sigma_{tot}$	21398,77	12447,34	8130,62	522,56	1253,36
%	14,46	8,4	5,49	0,35	0,85
<i>t = (28)jours</i>					
$\Delta\sigma_{tot}$	16551,97	15359,92	10119,69	3305,66	3582,75
%	11,88	10,38	6,84	2,23	2,42

Tab 5-10 Les pertes totales

Chapitre 6

VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

Chapitre 6

VERIFICATION DE LA PRECONTRAINT**6-1 Calcul des caractéristiques géométriques de la dalle**

$$v' = y_{Gnet} = \left[y_{Gbrute} \frac{A_v y_G}{S_{net}} \right] \frac{B_{brut}}{B_{net}} \quad (6-1)$$

$$V_g = y_{Gbrute} - e_o \quad (6-2)$$

C'est la distance du centre de gravité des vides à la fibre inférieure .

$$A_v : \text{section à vide (trous)} = n \pi D^2 / 4$$

$$B_{net} : B_{brut} - A_v = 6.0154 \text{ m}^2$$

$$I_{net} = I_{brut} - y^2 A_v \text{ avec } Y_G \text{ la distance du centre de gravité}$$

Tableau illustrant les caractéristiques géométriques de la dalle

section	0,011	0,4511	11	0,5112	12
$e_n(m)$	0	-0,37	0,22	-0,4	0,217
$V_n(m)$	0,5556	0,9256	0,3356	0,9556	0,3386
$V(m)$	0,4444	0,4532	0,4395	0,4662	0,4396
$V'(m)$	-0,5556	-0,5503	-0,5581	-0,5508	-0,5581
I_{nat}	0,5682	0,5585	0,5647	0,5569	0,5648

tableau 6 - 1

6-2 Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des contraintes normales se fait en classe II sur la section fissurée ; on distingue pour cela deux phases de construction :

- La première est la phase de construction à (07) sept jours , où la section prise en compte est la section nette B_n définie comme étant la section brute moins les évidements .
- La seconde est la phase de construction à (28) sept jours ; on utilise la section homogène B_h , définie comme étant la section nette majorée de n fois la section des armatures .

6-2-1 Vérification à sept jours

A (07) sept jours , on tire les câbles à 60 % ; soit $0.6 \times 25 = 15$ câbles

on tire donc 14 câbles à (07) sept jours $P_7 = nA_p \sigma_{po} = 2160,06 t$

d'après le BPEL /

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 12,99 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{ct} = -2,58 MPa$$

donc

$$\overline{\sigma}_{bt} < \sigma < \overline{\sigma}_{bc} \quad (6-4)$$

$$\sigma_{suri} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_o + M_{g \min} + M_{hy}}{I} \nu'$$

$$\sigma_{sus} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_o + M_{\max} + M_{hy}}{I} \nu$$

i : exprime la fibre inférieure

s : exprime la fibre supérieure

$$P = P_0 - \Delta P$$

$$\Delta P = nA_p(\Delta P)_{7 \text{ jours}}$$

(6 - 6)

Tableau des contraintes normales du béton à (07) sept jours

section	0,011	0,4511	11	0,5112	12
$\Delta P(t)$	312,32	181,67	118,67	7,63	18,29
$e_n(m)$	0	-0,37	0,22	-0,4	0,217
$I(m^4)$	0,5682	0,5585	0,5647	0,5569	0,5648
$M_{hv} + M_{min}$	0	305,707	-455,214	600,477	-815,867
$v(m)$	0,4444	0,4532	0,4395	0,4662	0,4396
$v'(m)$	-0,5556	-0,5503	-0,5581	-0,5508	-0,5581
$P(t)$	1847,74	1978,39	2041,39	2152,43	2141,77
σ_i	305,34	746,97	343,38	613,66	700,86
σ_s	305,34	-18,99	332,18	137,95	80,65

Tab 6 - 2

6-2-2 Vérification à (28) jours

A (28) vingt huit jours on tire les câbles à 100 % ; d'où $P_{28} = 3168.088 \text{ t}$

$$\overline{\sigma_{bt}} < \overline{\sigma_{bc}} < \overline{\sigma_{bc}}$$

on doit vérifier que avec $\overline{\sigma_{bt}} = -4,05 \text{ MPa}$.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

Tableau des contraintes normales du béton à (28) vingt huit jours

section	0,011	0,4511	11	0,5112	12
$\Delta P(t)$	402,63	373,63	246,16	80,41	87,15
$e_n(m)$	0	-0,37	0,22	-0,4	0,217
$I(m^4)$	0,5682	0,5585	0,5647	0,5569	0,5648
$M_{hv} + M_n$	0	305,707	-455,214	600,477	-815,867
$v(m)$	0,444	0,4533	0,4396	0,4662	0,4397
$v'(m)$	-0,5516	-0,5503	-0,5581	-0,5508	-0,5581
$P(t)$	3197,47	3226,47	3353,94	3519,69	3512,95
σ_i	522,29	1402,04	268,5	1373,48	626,74
σ_s	522,29	-193,77	762,288	-100,97	532,13

Tab 6 - 3

Vérification des résultats

On dit qu'une section est vérifiée à l'ELS lorsqu'elle obéit à la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \begin{cases} 12,99 \text{ MPa à } 7 \text{ jours} \\ -4,05 \text{ MPa à } 28 \text{ jours} \end{cases}$$

6-3 Vérification des contraintes à l'ELU**6-3-1 Introduction**

Toute section en béton précontraint, doit être vérifiée à l'état limite ultime. Les éléments de résistance de la section sont, le béton, l'acier précontraint actif ou l'acier complémentaire.

L'évaluation des contraintes du béton dans une section donnée, sous l'action des sollicitations, successivement appliquées, prend l'allure des diagramme suivants :

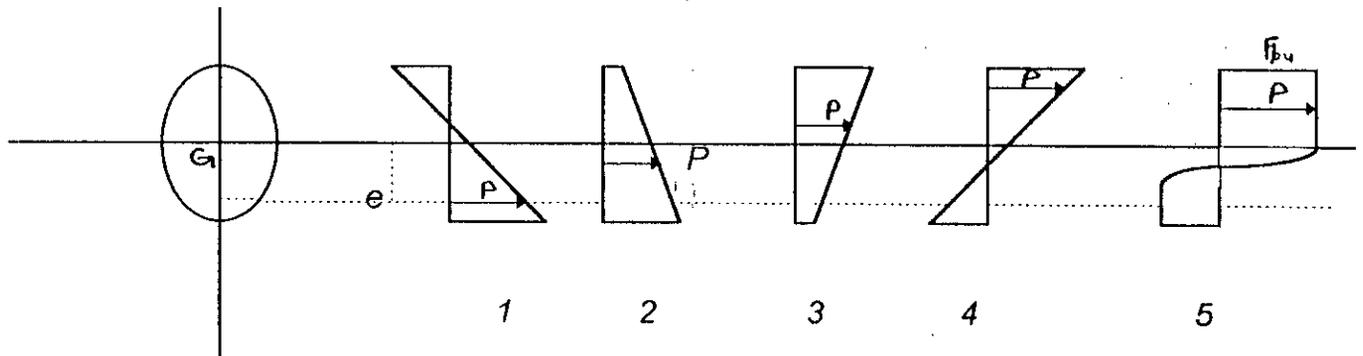


Fig 6 - 1

1 : représente l'état des contraintes sous l'action de la précontrainte seule ; la contrainte de traction dans l'acier de précontrainte vaut (σ_1 / P) et son allongement est égal à (σ_{pm} / E_p) .

2 et 3 : représente les positions intermédiaires de l'état de contrainte dans le béton et n'entraînant pas de contrainte de traction dans celui-ci au droit de l'acier de précontrainte.

4 : C'est le cas limite où le béton comprimé se trouve entièrement du même côté que l'acier de précontrainte.

entre 2 et 4, l'acier subit un allongement égal à celui du béton qui a été décomprimé de la contrainte σ_{c1} à la valeur σ_{bc1} à la valeur zéro $\varepsilon = \sigma_{c1} / E_b$.

Le béton reste dans le domaine élastique, la proportionnalité entre contrainte et déformation permet d'écrire :

$$\Delta \varepsilon'_p = \frac{\sigma_{bcc}}{E_b} \quad (6-7)$$

Le BPEL préconise de prendre $E_b = E_p / 5$; ce qui fait l'accroissement ε sera multiplié de cinq.

σ_{bcl} : contrainte du béton au niveau du câble sous l'effet de l'action de la précontrainte seule.

Si le moment extérieur continu à augmenter pour atteindre le moment M_u , le béton comprimé aura un comportement appartenant au domaine élastique.

L'acier de précontrainte continuera à s'allonger entre (4) et (5), son allongement ne devra pas dépassé 10 % comme le cas pour le béton armé.

La résistance de l'acier devra être suffisante pour équilibrer le moment fléchissant ultime

a : tension de mise en service

b : surtension de décompression du béton.

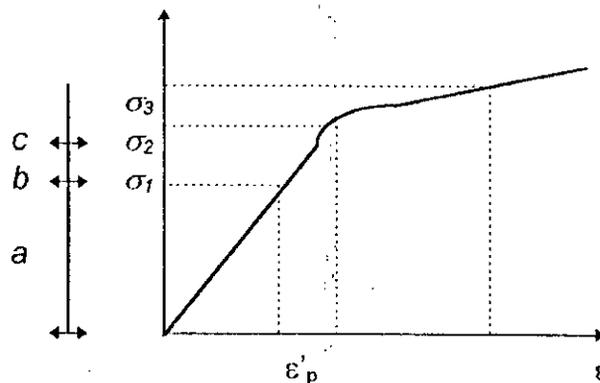


Fig 6 - 2

c : surtension jusqu'à l'ELU en béton

l'allongement final serait $\varepsilon_p = \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon_p'' + \Delta \varepsilon'_p$ (6-8)

La vérification à l'ELU consiste à calculer les efforts résistants qui devront être supérieurs aux efforts appliqués. Pour que la section soit vérifiée à l'état limite ultime, il faut que les efforts appliqués M_u et N_u soit à l'intérieur du domaine délimité par la courbe suivante :

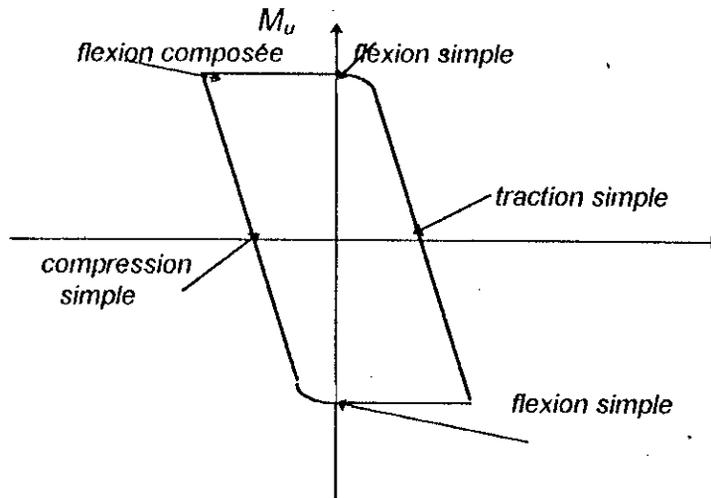


Fig 6 - 3 courbe définie par les efforts M_u et N_u

6-3-2 Calcul de ε'_p , $\Delta\varepsilon_p''$, $\Delta\varepsilon'_p$

$$\varepsilon'_p = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} \quad (6 - 9)$$

σ_{pm} : contrainte probable dans les armatures après pertes totales

$\Delta\varepsilon_p$: accroissement de l'allongement de l'acier dû au retour à la déformation nulle sous l'effet de la précontrainte et des charges .

$$\Delta\varepsilon'_p = \frac{5\sigma_{pc}}{E_p} \quad (6 - 10)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{P}{B} + \left[\frac{Pe_o + M + M_{hy}}{I} \right] e_o$$

$\Delta\varepsilon_p''$: variation complémentaire de la déformation du diagramme au niveau du câble

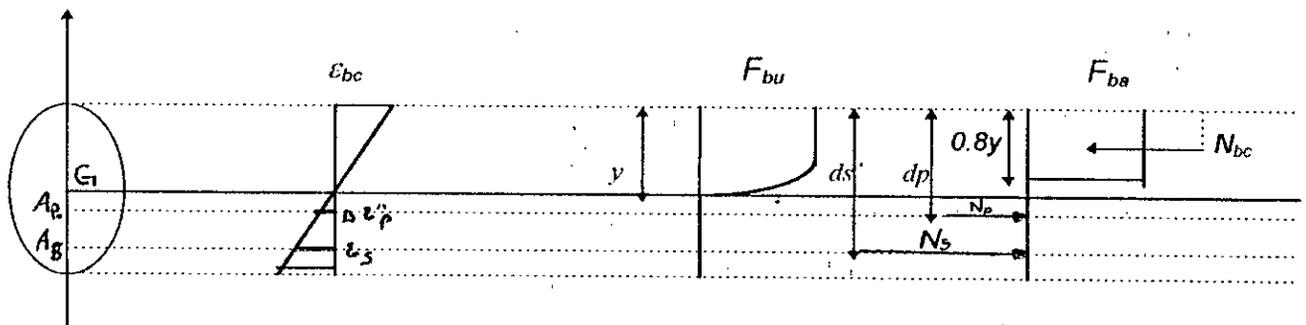


Fig 6 - 4

A partir des relations de deux triangles semblables on détermine

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{y} = \frac{\varepsilon_s}{d_s - y} \Rightarrow \frac{d_s \varepsilon_{bc}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{bc}} \quad (8-11)$$

avec $dp = e_d / \nu'$

on fixe d_s à 0.9 m, ε_s à 10% et ε_{bc} à 3.5%

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{y} = \frac{\Delta \varepsilon''}{d_p - y} \Rightarrow \Delta \varepsilon'' = \frac{\varepsilon_{bc}}{y} (d_p - y) \quad (6-12)$$

Tableau récapitulatif des valeurs de ε'_p , $\Delta \varepsilon_p''$, $\Delta \varepsilon'_p$, ε_p

$x(m)$	0	0,4511	11	0,5112	12
$p(t)$	3197,47	3226,47	3353,94	3519,69	3512,95
$eo(m)$	0	-0,37	0,22	-0,4	0,217
Mhy	0	239,046	532,81	106,561	-302,403
M	0	162,280	-774,9	536,54	-1118,27
l	0,5682	0,5585	0,5647	0,5569	0,5648
σ_{hrl}	522,29	525	740,99	1124,23	320,88
σ_m	350,34	326,93	337,34	355,52	353,93
$\varepsilon'_p \cdot \% (10)^{-2}$	1,61	1,72	1,77	1,87	1,86
$\Delta \varepsilon_p'' \cdot \% (10)^{-2}$	1,38	1,38	1,95	2,95	8,14
$\Delta \varepsilon_p' \cdot \% \sigma$	3,17	8,87	6,41	9,51	6,36
$\varepsilon_p \cdot \% \sigma$	3,32	9,02	6,62	9,82	7,22

Tab 6 - 4

6-3-3 Détermination des efforts résistants

$$\overline{N}_u = N_{bc} - \Delta N_p - N_s \quad (6-13)$$

$$\overline{M}_u = N_{bc}(d_p - 0.4y) + A_s \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa} ; y = 0.233 \text{ m} ; b_o = 6.56 \text{ m} = 2b ; A_p = 973.10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; A_s = \max(0.1\% B, 3 \text{ cm} / \text{ml}) = 30 \text{ cm}$$

Tableau donnant les moments fléchissants et efforts normaux ultimes

$x(m)$	0	0,4511	11	0,5112	12
$d_n(m)$	0,444	0,8233	0,6596	0,8662	0,6567
d_c-d_n	0,4556	0,0767	0,2404	0,0338	0,2433
$\sigma_n \cdot 10^4$	64,733	174,876	127,186	187,34	124,051
$\Delta\sigma_n \cdot 10^3$	463,657	342,114	382,774	345,42	393,699
$N_u \cdot (t)10^3$	1,869	1,9087	1,9448	1,984	1,937
$M_u \cdot (t.m)10^3$	0,9	1,78	1,4	1,879	1,393

Tab 6 - 5

Les efforts sollicitants la dalle à l'ELU sont donnés par les relations suivantes :

$$M_U = M'_u + Pe_o + M_{hy}$$

$$N_u = \frac{M_u}{(6l_s - 0,4y)} \quad (6 - 14)$$

M' : moment fléchissant sous chargement externe à l'ELU

P : effort de précontrainte

M_{hy} : moment hyperstatique

Le tableau suivant donne les efforts appliqués à l'ELU

$x(m)$	0	0,4511	11	0,5112	12
M_u	0	0,19	0,405	0,394	1,48
N_u	0	0,235	0,502	0,488	1,834

Tab 6 - 6

Conclusion

On a remarqué que les efforts appliqués sont inférieurs aux efforts résistants ; cela dénote que la section satisfait aux conditions intempestives , régissant l'état limite ultime .

Chapitre 7

EFFORT TRANCHANT ET REACTION D'APPUI

Chapitre 7

Effort tranchant et réaction d'appuis7-1 : La ligne d'influence de l'effort tranchant

La ligne d'influence de l'effort tranchant droit de la section Σ d'abscisse x de la travée

A A_{i-1} est donnée par la formule suivante

$$T_{0\alpha} = \begin{cases} \frac{\partial}{\partial x}(x, \alpha)_{\alpha=x} = \frac{M(\alpha) - M'_{i-1}(\alpha)}{l_i} & \text{pour } \alpha \geq x \\ -\frac{\alpha}{l} & \text{pour } \alpha \leq x \end{cases} \quad (7-1)$$

$$\frac{\partial T}{\partial x}(x, \alpha)_{\alpha} = T_{\alpha\alpha}$$

Effort tranchant isostatique

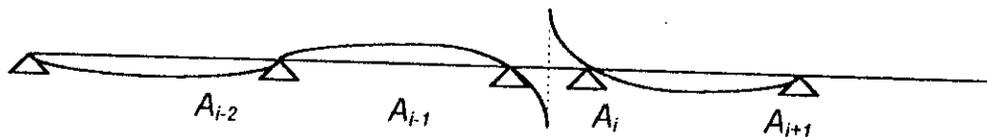


Fig. 7-1 ligne d'influence de l'effort tranchant

$$\frac{\partial T}{\partial x}(x, \alpha) = 0$$

quand la charge se trouve dans une autre travée que la travée A A_{i-1}

- Dans notre cas on établira les calculs seulement pour les sections d'abscisses $x = 0$ et $x = l$ (pour chaque travée)

7-2 : Expression de l'effort tranchant

7-2-1 : Section Σ_1 sur la première travée

- La charge $P = 1$ sur la travée (1)

$$\alpha \leq x \quad T_{\Sigma 1} = -\frac{\alpha}{l_1} - 0.202 \frac{\alpha(l_1^2 - \alpha^2)}{l_1^3}$$

$$\alpha \geq x \quad T_{\Sigma 1} = 1 - \frac{\alpha}{l_1} - 0.202 \frac{\alpha(l_1^2 - \alpha^2)}{l_1^3}$$

- La charge $P=1$ sur la travée (2)

$$T_{\Sigma 1} = \frac{0.34}{l_2^2 l_1} (3\alpha^2 l_2 - 1.729 l_2^2 \alpha - 1.271 \alpha^3)$$

- La charge $P=1$ sur la travée (3)

$$T_{\Sigma 1} = \frac{9.42}{l_3^2 l_1} 10^{-2} (1.686 l_3^2 \alpha + 1.43 \alpha^3 - 3l_3 \alpha^3)$$

- La charge $P=1$ sur la travée (4)

$$T_{\Sigma 1} = \frac{1.72}{l_4^3} 10^{-2} (3l_4 \alpha^2 - 2l_4^2 \alpha - \alpha^3)$$

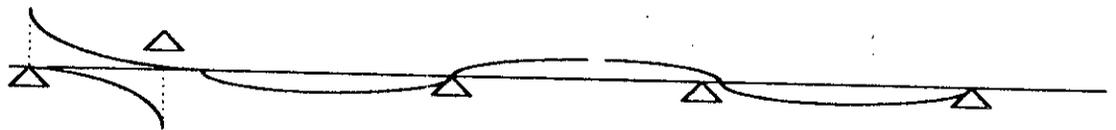


Fig 7-2

7-2-2 : Section Σ_2 sur la deuxième travée (2)

- La charge $P=1$ sur la travée (1)

$$T_{\Sigma 2} = \frac{0.256(\alpha l^2 - \alpha^3)}{l_1^2 l_2}$$

- La charge $P=1$ sur la travée (2)

$$\alpha \leq x$$

$$1 - \frac{1}{l_2^3} (0.82\alpha^3 - 0.53l_2^2 \alpha^2 - 1.3l_2 \alpha^2)$$

$$\alpha \geq x$$

$$\frac{0.82\alpha^3 - 0.53l_2^2 \alpha^2 - 1.3l_2 \alpha^2}{l_2^3}$$

- La charge P= 1 sur la travée (3)

$$T_{\Sigma 2} = \frac{0,39}{l^3} (3l\alpha^2 - 1,314\alpha^3 - 1,686l^2\alpha)$$

- La charge P= 1 sur la travée (4)

$$T_{\Sigma 2} = \frac{7,19}{l_1^2 l_2} 10^{-2} (\alpha^3 + 2l^2 - 3l\alpha^2)$$



Fig7-3

7-3 Efforts tranchants dus aux charges et surcharges

surcharge	G	A(L)		Bc		Mc120		D240		TR	
Effort	T	T ^{max}	T ^{min}								
Σ ₁	-189,40	44,38	-25,05	57,26	-71	39,7	-101,5	109,21	-31,74	2,25	-4,9
Σ ₂	-249,53	55,08	-61,40	96,90	-95,92	108,41	-132,17	157,36	-153,36	5,73	-6,5

Tab 7-1 : tableau récapitulatif des efforts tranchants

7-4 : Répartition transversale de l'effort tranchant

$$T(x) = 2 b \varepsilon_{\alpha \text{ moy}} T_0(x) \quad (7-2)$$

ligne d'influence du coefficient de répartition de l'effort tranchant

$$\alpha^* = \quad \quad \quad \theta^* =$$

$$\text{Si } |y| + |e| \leq 3b/4 \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_0) \alpha$$

$$\text{Si } |y| + |e| > 3b/4 \quad \longrightarrow \quad \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_0) \sqrt{\alpha}$$

α^* , θ^* sont les mêmes valeurs qui sont déterminées au chapitre GUYON-
MASSONNET

$$\theta^* = 0.23$$

$$\alpha^* = 0.375$$

Tableau des coefficients pour $L = 15 \text{ m}$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,1497	0,1519	0,1590	0,1619	0,1648	0,1619	0,1590	0,1519	0,1497
b/4		0,028	0,1104	0,1148	0,1389	0,1621	0,1859	0,2038	0,1994	0,2078
b/2		0,0372	0,0679	0,0986	0,1148	0,1601	0,2046	0,2246	0,2526	0,2676
3b/4		-0,0170	0,0266	0,0705	0,1145	0,1588	0,2102	0,2487	0,2941	0,3289
b		-0,0702	-0,0134	0,0435	0,1007	0,1582	0,2160	0,2743	0,3329	0,3921

Tab 7-2

$$\theta^* = 0.153$$

$$\alpha^* = 0.29$$

Tableau des coefficients pour $L = 25.5 \text{ m}$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1445	0,1499	0,1487	0,1565	0,1903	0,1665	0,1587	0,1519	0,1497
b/4	0,1260	0,1358	0,1458	0,1575	0,1673	0,1791	0,1739	0,1994	0,2078
b/2	0,1093	0,1221	0,1350	0,1475	0,1650	0,1764	0,1913	0,2526	0,2676
3b/4	0,0946	0,1104	0,1221	0,1410	0,1594	0,1743	0,1935	0,2941	0,3289
b	0,0817	0,1005	0,1195	0,1260	0,1582	0,1781	0,1983	0,3329	0,3921

Tab 7-3

Détermination de $\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$ pour les différents système de surcharge

- $\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$ pour $L = 15 \text{ m}$

y	surchar	Bc	A(L)	Mc120	D240	trott_d	trott_g
0		0,1571	0,1584	0,1663	0,1665	0,1501	0,1501
b/4		0,1696	0,1900	0,1903	0,1906	0,1884	0,1012
b/2		0,1799	0,2242	0,2209	0,2222	0,2388	0,0807
3b/4		0,1850	0,2417	0,2420	0,2424	0,2831	0,0360
b		0,1958	0,2521	0,2605	0,2633	0,3129	0,0112

Tab 7-4

- $\varepsilon_{\alpha \text{ moy}}$ pour $L = 25.5 \text{ m}$

y	surchar	Bc	A(L)	Mc120	D240	trott_d	trott_g
0		0,1566	0,1395	0,1618	0,1619	0,1513	0,1513
b/4		0,1717	0,1800	0,1937	0,1942	0,2015	0,1079
b/2		0,1839	0,2218	0,2252	0,2255	0,2495	0,0676
3b/4		0,1922	0,2376	0,2491	0,2514	0,2917	0,0266
b		0,1980	0,2668	0,2743	0,2775	0,3335	-0,0138

Tab 7-5

surcharge	G	A(L)		Bc		Mc120		D240		TR
		T^{\max}	T^{\min}	T^{\max}	T^{\min}	T^{\max}	T^{\min}	T^{\max}	T^{\min}	
Effort	T									
Σ_1	-1243,44	77,73	-43,85	74,38	-92,24	-71,42	-182,77	198,92	-57,77	4,92
Σ_2	-1638,21	96,44	-107,53	125,92	-124,73	195,18	-237,98	286,63	-279,34	12,54

Tab 7-6 Effort tranchant repartie dans le sens transversal

7-5 : Ligne d'influence des réactions d'appuis

Les lignes d'influence des réactions d'appuis sont déterminées à partir des expressions des lignes d'influence de l'effort tranchant

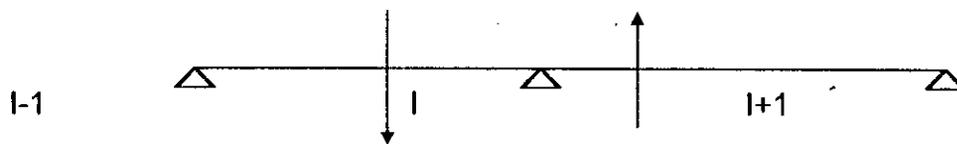


Fig 7-4

$$R_i^j = T_{ig}^j - T_{id}^j$$

avec
$$T_i^j = t + \frac{M_d - M_g}{f}$$

T_d : Effort tranchant de droite de la travée i

T_g : Effort tranchant de gauche de la travée $i+1$

i, j désignent respectivement l'appui et la travée chargée

7-5-1 Expression des réactions d'appuis

- Réaction sur l'appui n° 0 ($i = 0, j = 1 \text{ à } 4$)

$$R_0^1 = 1 + \frac{0.202\alpha^3 - 1.202l_1^2}{l_1^3}$$

$$R_0^2 = \frac{0.34(3l^2\alpha^2 - 1.271\alpha^3 - 1.729l^2\alpha)}{l_2^2 l_1}$$

$$R_0^3 = \frac{9.42}{l_3^2 l_1} 10^{-2} (1.314\alpha^3 + 3l^2 + 1.686l^2\alpha)$$

$$R_0^4 = \frac{1.72}{l^3} 10^{-2} (3l\alpha^2 - 2\alpha l^2 - \alpha^3)$$

- Réaction sur l'appui n° 1 ($i = 0, j = 1 \text{ à } 4$)

$$R_1^1 = \frac{2.567}{l_1^2 l_2} 10^{-1} (\alpha l^2 - \alpha^3) - \frac{(0.202\alpha^3 - 1.202\alpha l_1^2)}{l_1^3}$$

$$R_1^2 = 1 + \frac{0.82\alpha^3 - 0.53l^2\alpha - 1.3\alpha^2}{l_2^4} - \frac{0.34}{l_2^2 l_1} (3l\alpha^2 - 1.271\alpha^3 - 1.729l^2\alpha)$$

$$R_1^3 = \frac{0.39}{l_2^3} (3l\alpha^2 - 1.314\alpha^3 - 1.686l^2\alpha) - \frac{9.42}{11l_1} 10^{-2} (1.271\alpha^3 - 3l\alpha^2 + 1.686l^2\alpha)$$

$$R_1^4 = \frac{7.19}{l_1^2 l_2} 10^{-2} (\alpha^3 + 2l^2\alpha - 3l\alpha^2) - \frac{1.72}{l_4} 10^{-2} (3l\alpha^2 - 2l^2\alpha - \alpha^3)$$

- Réaction sur l'appui n° 2 ($i = 0, j = 1 \text{ à } 4$)

$$R_2^1 = \frac{-7.19}{l_1^2 l_3} 10^{-2} \alpha (l_1^2 - \alpha^2) - \frac{2.567}{l_1^2 l_2} 10^{-1} (\alpha l^2 - \alpha^3)$$

$$R_2^2 = \frac{0.39}{l_2^3} (0.942l_2\alpha^2 - 1.314\alpha^3 + 0.372l^2\alpha) - \frac{1}{l_2^3} (0.82\alpha^3 - 0.53l^2\alpha - 1.3\alpha^2)$$

$$R_2^3 = 1 + \frac{1.22\alpha^3 - 0.65l^2\alpha - 1.176l\alpha^2}{l_2^3} - \frac{0.39}{l_2^3} (3l\alpha^2 - 1.314\alpha^3 - 1.386l^2\alpha)$$

$$R_2^4 = \frac{0.25}{l_4^2 l_3} (3l\alpha^2 - 2l^2\alpha - \alpha^3) - \frac{7.19}{l_1^2} 10^{-2} (\alpha^3 + 2l^2\alpha - 3l\alpha^2)$$

7-5-2 Réactions d'appuis sous charges et surcharges

surcharge	G	A(L)	B _c	M _{c120}	D ₂₄₀	TR
R ₀	85,486	35,622	25,74	23,48	84,25	2,23
R ₁	453,192	82,461	29,52	224,17	244,77	11,822
R ₂	542,432	133,14	29,34	115,92	181,16	14,15

Tab 7-7

Chapitre 8

EFFORT TRANCHANT DE PRECONTRAINTE

Chapitre 8

EFFORT TRANCHANT DE PRECONTRAITE

L'effort tranchant de précontrainte englobe deux efforts à savoir :

- Effort dû à la précontrainte P
- Effort dû à l'hyperstaticité du système

8-1 Effort tranchant dû à l'hyperstaticité

Il est dû au moment hyperstatique de précontrainte, et il est constant tout le long de la travée (i)

$$v_i(x) = \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad (8-1)$$

donc pour la travée (1) $v_1(x) = -0,019 P$; (2) $V_2(X) = 0,011 P$

8-2 Effort tranchant dû à la précontrainte

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale, introduit un effort vertical " V " compté positivement vers le haut .

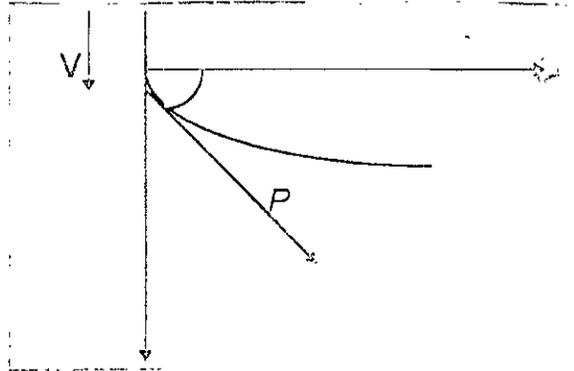


Fig 8 - 1

$$V(x) = P(x) \sin \alpha(x)$$

(8 - 2)

$$\text{avec } P(x) = P_o - \Delta P(x)$$

où P_o : représente l'effort de précontrainte appliqué à l'origine
 $\Delta P(x)$: représente les pertes dues à la précontrainte en x
 $\sin \alpha(x)$: inclinaison de la précontrainte en x

L'effort tranchant résultant est la somme de l'effort tranchant dû aux forces extérieures et de l'effort tranchant précontraint, dont la relation est régie par :

$$T = v_i + P(x) \sin \alpha(x) + V_{G+q}$$

(8 - 3)

Vérification des contraintes de cisaillement

Pour la vérification de la précontrainte de cisaillement, les sections au voisinage de la zone des appuis, sont les plus sollicitées par l'effort tranchant.

8-3-1 Les contraintes admissibles

Les essais sur des poutres précontraintes soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton dans le cas où $\sigma(x) > 0$.

Le premier par fissuration pour lequel, la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau_1^2} = \sigma_x \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) \quad (8-4)$$

Le deuxième par compression / cisaillement, pour lequel le cisaillement admissible est régi par :

$$\overline{\tau_2^2} = \sigma_x \sigma + \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{tj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) \quad (8-5)$$

en cas de traction ($\sigma_x < 0$) dans le béton, on applique la première avec :

$$\overline{\tau_1^2} \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) \quad (8-6)$$

Dans notre cas, la dalle est sans étriers actifs, d'où l'on aura ($\sigma_t = 0$).

Dans ce qui suit nous utiliserons les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \overline{\tau_1^2} &= 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \\ \overline{\tau_2^2} &= \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{tj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) \end{aligned} \quad (8-7)$$

8-3-2 Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\tau(y) = \frac{1.5 V_{red} S(y)}{I \cdot b_{net}} \quad (8-8)$$

avec V_{red} : effort tranchant dû à la charge permanente et la précontrainte à l'ELS
 b_o : largeur de la section net
 $s(y)$: moment statique donné par :

$$\text{effort_tranchant_positif} \rightarrow s(y) = \frac{bv^2}{2}$$

$$\text{effort_tranchant_né_gatif} \rightarrow s(y) = \frac{bv^2}{2}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau(y) \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) \quad (8-9)$$

Le tableau suivant donne l'effort tranchant vertical V

section	$\alpha(rd)$	V(t)
0/1	-0,068	-176,74
0,45/1	0	0
0/2	0,056	145,55
0,51/2	0	0
1/2	0,064	166,34

Tab 8 -1

		ELU	ELS
Travée 1	T max	-172,251	-205,024
Travée 1	T min	-488,326	-214,27
Travée 2	Tmax	124,558	77,36
Travée 2	Tmin	-309,737	-270,08

Tab 8-2

Combinaisons de l'effort tranchant.

8-3-3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS

Paramètres de vérification

$$\alpha = \theta(o) \frac{180}{\pi}$$

$$P_o = nA_p \sigma_{po}$$

$$V = V_G + V_p$$

$$V_{red} = V - h \sin \alpha$$

$$\sigma_x = \frac{P \cos \alpha}{B}$$

$$b_{net} = b_o - nK\Phi \quad \text{avec } \Phi \text{ diamètre des gaines}$$

$$s(y) = \frac{bV^2}{2}$$

$$\tau(y) = \frac{1.5V_{red}s(y)}{I.b_{net}}$$

$$\overline{\tau_2^2} = \frac{2f_y}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_y + \sigma_x)$$

$$\overline{\tau_1^2} = 0.4f_y(f_y + \sigma_x)$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

X	0	11	12
l(m)		0,5439	0,5434
V'(m)	0,5556	0,5604	0,5603
V(m)	0,4444	0,4395	0,4396
V(t)		230,38	-225,80
σ_x		564,53	240,14
τ (t/m)		70,157	87,747
$\overline{\tau_1^2}$ (t/m ²)		333,812	204,056
$\overline{\tau_2^2}$ (t/m ²)		263,05	226,35
τ (t/m)		-18,249	14,295

Tab 8 - 3

Chapitre 9

FLEXION
TRANSVERSALE

Chapitre 9

FLEXION TRANSVERSALE9-1 Introduction

Dans le calcul des moments transversaux d'un pont de dalle présentant de longues encorbellements, on distingue :

- Les charges placées en tout ou en partie sur les encorbellements
- Les éléments de ces charges qui empiètent sur la dalle centrale
- Les charges placées sur la dalle centrale

Le calcul des moments et des efforts tranchants au niveau des sections d'encastrement (encorbellements) se réduit ou surcharges du trottoir, le poids propre et la superstructure.

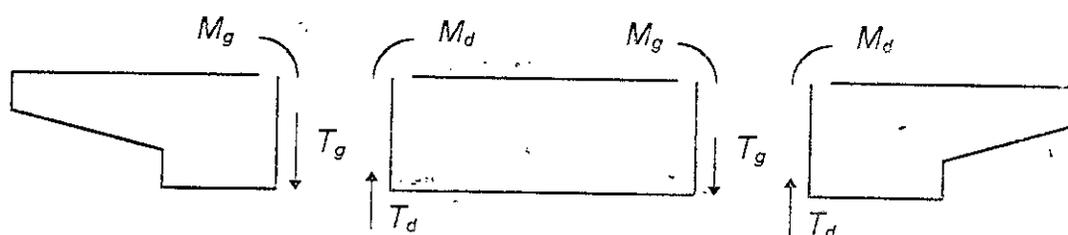


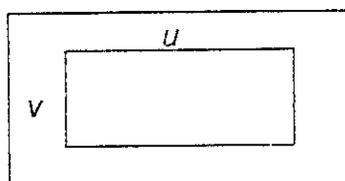
Fig9-1

9-2 Étalement de charge

9-2-1 L'étalement vertical

Il est défini comme étant la diffusion du rectangle d'impact d'une surcharge rectangulaire sur la fibre moyenne de l'encorbellement selon la position transversal de la charge .

e_r : épaisseur de la charge
 h_o : hauteur de la structure



$$\begin{aligned} u' &= u + h_o + 1.5 e_r \\ v' &= v + h_o + 1.5 e_r \end{aligned} \quad (9-1)$$

9-2-2 L'étalement longitudinal

On le définit à partir du milieu du côté perpendiculaire , ou même des droites inclinées à $\frac{\pi}{4}$, les limites de l'étalement longitudinal sont les intersections de ces droites avec le plan vertical .

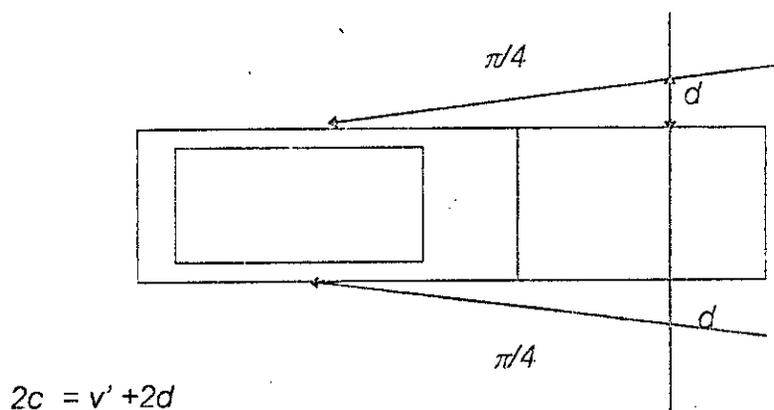
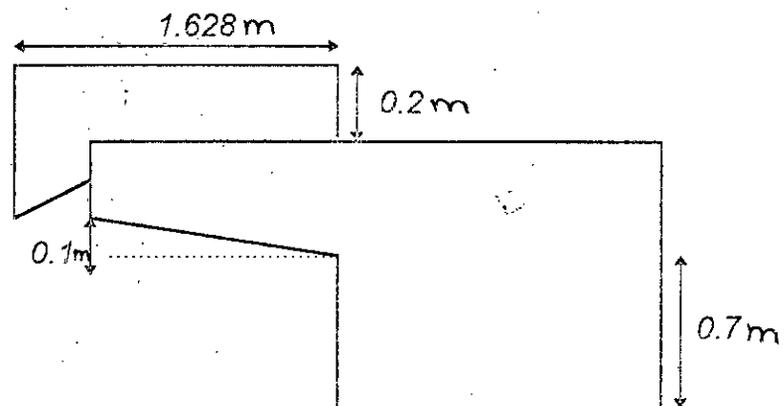


Fig 9-2

9-3 Calcul des efforts dans le section d'encastrement sur les encorbellement



Poids propre et superstructure

	P (t/ml)	X_i (m)
Trottoir	0.589	1.46
Glissière	0.05	1.849
Garde-corps	0.1	1.849
Corniche	0.5062	2.049
Bitume	0.321	0.5
Encorbellement	1.14	0.851
L'ensemble	2.7	1.22

Tab9-1

Tableau récapitulatif des efforts

	P (t)	U (m)	V (m)	U' (m)	V' (m)	h_0 (m)	d (m)	c (m)	M	T
B_r	10	0,6		0,3	1,001	0,701	0,281	0,701	-7,134	-14,26
G	2,7	/	/	/	/	/	/	/	-3,294	-2,7
$A(l)$	1,296	/	/	/	/	/	/	/	-0,798	-1,296
Trott	0,732	/	/	/	/	/	/	/	-0,863	-0,732
M_{C120}	55	1	6,1	1,412	6,512	0,292	/	6,512	-6,546	-9,273
B_c	12	0,25	0,75	0,648	1,148	0,278	0,072	1,292	-2,022	-5,002

Tab 9-2

Remarque :

- Pour B_c on se limite longitudinalement à deux essieux lourds par file de camions , ce qui revient à considérer une charge 12 t

- La surcharge uniforme de trottoir prise en compte est celle réglementée à 0.450 t/m^2 .

Tableau des pentes des lignes d'influences de $l = 25.5 \text{ m}$

		$y=0$		$y=b/4$		$y=b/2$		$y=3b/4$	
		u_n	du_n/dy	u_n	du_n/dy	u_n	du_n/dy	u_n	du_n/dy
Encor_g	1	0,0184	0,12	-0,0868	-0,091	-0,0735	-0,057	-0,0439	-0,026
	3	-0,049	0,054	-0,0469	-0,031	-0,0362	-0,015	-0,0184	-0,008
	5	0,0248	0,015	-0,0194	-0,0047	-0,0126	-0,0003	-0,0063	0,0006
Encor_d	1	0,0184	0,12	-0,0527	0,17	-0,0661	0,11	0,0865	0,043
	3	-0,049	0,054	-0,0332	0,086	-0,0438	0,068	0,0673	0,050
	5	0,0248	0,015	-0,0237	0,038	-0,0251	0,051	-0,0617	-0,170

Tab 9-7

Tableau récapitulatif des moments apportés à la dalle centrale par différentes charges disposées sur les encorbellement

secti	G	B_c	$A(l)$	Trott	M_{c120}
$y=0$	0,0000	-0,0059	-1,3655	-0,1784	-0,8811
$y=b/4$	1,6730	-0,1187	-0,4665	0,6139	-3,4200
$y=b/2$	0,5409	0,4950	-0,3483	-0,5163	4,2030
$y=3b/4$	0,1445	0,2474	0,3218	0,2120	1,9570

Tab 9-8

9-5 Expression des moments fléchissants dus aux charges disposées sur la dalle centrale données par unité de largeur

$$M_y(x, y) = \sum \mu_{am} P_m b \sin\left(\frac{\pi m x}{l}\right) \quad (9-4)$$

pour $d = c = l/2$

$$M_y(x, y) = b (\mu_{\alpha} P_{\alpha} - \mu_{\alpha 3} P_3 + \mu_{\alpha 5} P_5) \quad (9-5)$$

9-5-1 Détermination des P_m

$$P_m = \frac{4}{2l} \int_{d-c}^{d+c} P \sin\left(\frac{m\pi x}{l}\right) dx = 4P \sin\left(\frac{m\pi c}{l}\right) \sin\left(\frac{m\pi d}{l}\right) \quad (9-6)$$

9-5-2 Surcharge réparties uniformes

- Charge permanente : $P = 18.4 \text{ t/ml}$

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin\left(\frac{m\pi c}{l}\right) \sin\left(\frac{m\pi d}{l}\right)$$

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right) \text{ avec } c = d = \frac{l}{2}$$

$$P_1 = 23.44 \text{ t/ml} ; P_3 = -7.81 \text{ t/ml} ; P_5 = 4.68 \text{ t/ml}$$

- Surcharge A(l)

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right)$$

N°voies char	A t/m2	l(m)	q(t/ml)	P1	P3	P5
1	1,563	15	4,688	5,972	2	1,194
2			8,439	10,75	3,583	2,15
1	1,19	25,5	3,269	4,164	1,388	0,832
2			5,885	7,496	2,5	1,5

Tab 9 - 9

- La surcharge M_{c120}

$$P = 110/6.1 \text{ (t/ml)}$$

$$l = 15 \text{ m} ; P_1 = 13.688 \text{ t/ml} ; P_3 = -7.206 \text{ t/ml} ; P_5 = -0.233 \text{ t/ml}$$

$$l = 25 \text{ m} ; P_1 = 8.42 \text{ t/ml} ; P_3 = -6.913 \text{ t/ml} ; P_5 = 4.378 \text{ t/ml}$$

- La surcharge D_{240}

$$P = 240 / 18.6 \text{ (t/ml)}$$

$$l = 15 \text{ m} ; P_1 = 15.388 \text{ t/ml} ; P_3 = 7.042 \text{ t/ml} ; P_5 = -5.002 \text{ t/ml}$$

$$l = 25 \text{ m} ; P_1 = 14.970 \text{ t/ml} ; P_3 = 1.587 \text{ t/ml} ; P_5 = -1.738 \text{ t/ml}$$

- Surcharge B_c

$$P_m = \frac{2}{l} \left[P \sin\left(\frac{m\pi d_1}{l}\right) + 2P \sin\left(\frac{m\pi d_2}{l}\right) + 2P \sin\left(\frac{m\pi d_3}{l}\right) + P \sin\left(\frac{m\pi d_4}{l}\right) + 2P \sin\left(\frac{m\pi d_5}{l}\right) + 2P \sin\left(\frac{m\pi d_6}{l}\right) \right] \quad (10-7)$$

pour $l = 15 \text{ m}$

$$d_1 = 3.3 \text{ m} ; d_2 = 7.8 \text{ m} ; d_3 = 8.3 \text{ m}$$

$$P_1 = 3.648 \text{ (t/ml)} ; P_3 = -2.275 \text{ (t/ml)} ; P_5 = 2.353 \text{ (t/ml)}$$

pour $l = 25.5 \text{ m}$

$$d_1 = 3.75 \text{ m} ; d_2 = 8.25 \text{ m} ; d_3 = 9.75 \text{ m}$$

$$d_4 = 14.75 \text{ m} ; d_5 = 18.75 \text{ m} ; d_6 = 20.25 \text{ m}$$

$$P_1 = 3.648 \text{ (t/ml)} ; P_3 = -2.275 \text{ (t/ml)} ; P_5 = 2.353 \text{ (t/ml)}$$

Tableau des μ_{am} pour $l = 15 \text{ m}$

	$y = 0$			$y = b/4$			$y = b/2$			$y = 3b/4$		
	1	3	5	1	3	5	1	3	5	1	3	5
G	0,0376	0,0116	0,0055	0,0548	0,218	0,0054	0,0284	0,0097	0,0037	0,0249	0,0133	-0,0121
B_c	0,0547	0,0270	0,0105	0,0908	0,0398	0,0044	0,0473	0,0073	0,000	0,0159	-0,009	-0,0145
M_{c120}	0,0380	0,0926	0,0276	0,1671	0,0548	0,0238	0,1364	0,0358	0,0157	0,0646	0,0245	-0,0194
D_{240}	0,0311	0,0560	0,0247	0,0326	0,0233	0,0137	0,0459	0,0287	0,017	0,0488	0,026	-0,0176
$A(l)/1vc$	-0,160	0,0428	0,0072	0,0952	0,0433	0,0127	0,0855	0,0349	0,0177	0,0584	0,0263	-0,018
$A(l)/2vc$	-0,160	0,0042	0,0072	0,0621	0,018	0,0039	0,0434	0,0119	0,0365	0,0221	0,0093	-0,01

Tab 9 - 10

Tableau de μ_α pour $l = 25.5 m$

	y = 0			y = b/4			y = b/2			y = 3b/4		
	1	3	5	1	3	5	1	3	5	1	3	5
G	0,0311	0,0413	0,0036	0,0507	0,0275	0,0026	0,0229	0,0015	0,0048	0,0267	0,0156	0,00111
B _c	0,0672	0,0558	0,0163	0,0873	0,0542	0,0315	0,0701	0,0418	0,0222	0,0617	0,0346	0,0733
M _{c120}	0,1577	0,1153	0,0469	0,1266	0,0395	0,0733	0,0896	0,0256	0,0606	0,0675	0,0200	0,0344
D ₂₄₀	0,1641	0,1192	0,0514	0,0393	0,0137	0,0239	0,0443	0,0213	0,0299	0,0517	0,0224	0,0319
A(l)/2vc	0,0572	0,1192	0,0514	0,0393	0,0137	0,0239	-0,006	-0,004	-0,004	0,0216	0,0016	0,0022

Tab 9 - 11

Tableau des moments sur la dalle centrale pour $l = 15 m$

Chargts	y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
	M _y ⁺	M _y						
G	3,275	/	4,858	/	2,2137	/	2,0710	/
A(l)	5,359	/	2,007	/	1,6491	/	0,9016	/
M _{c120}	0,4618	/	8,7862	/	6,9635	/	3,4969	/
D ₂₄₀	1,057	/	0,8644	/	1,3627	/	2,1388	/
B _c	3,078	/	1,4185	/	0,6209	/	0,0755	/

Tab 9 - 12

Tableau illustrant la somme des moments dus aux encorbellements et à la dalle centrale (t/ml)

Chargts	y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
	M _y ⁺	M _y						
G	3,2749	/	7,606	/	4,447	/	6,234	/
A(l)	5,359	-0,158	3,656	/	1,6491	-0,498	2,351	/
M _{c120}	0,4618	-3,614	14,482	/	6,9635	-2,882	11,386	/
D ₂₄₀	1,057	/	0,8644	/	1,3627	/	2,1388	/
B _c	3,078	-0,038	1,4185	-0,297	0,6209	-0,169	0,4195	/
Trottoir	/	-0,552	0,8153	/	/	-0,587	1,3832	/

Tab 9 - 13

Chargts	y = 0		y = b / 4		y = b / 2		y = 3b / 4	
	M _y ⁺	M _y						
G	3,6609	/	4,646	/	1,874	/	2,624	/
A (I)	1,1668	/	1,0474	/	0,8283	/	0,8859	/
M _{c120}	7,649	/	5,450	/	3,929	/	2,607	/
D ₂₄₀	7,1524	/	1,7338	/	1,8958	/	2,242	/
B _c	0,5099	/	1,7238	/	0,3985	/	0,1945	/

Tab 9 -14

Tableau donnant la somme des moments dus aux encorbellements et la dalle centrale

Chargts	y = 0		y = b / 4		y = b / 2		y = 3b / 4	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
G	3,6609	/	6,317	/	2,414	/	2,768	/
A (I)	1,1668	-1,365	1,047	-0,466	0,8283	-0,348	1,207	/
M _{c120}	7,649	-0,881	5,450	-3,420	8,132	/	4,564	/
D ₂₄₀	7,1524	/	1,723	/	1,895	/	2,242	/
B _c	0,5099	-0,006	0,673	-0,118	0,893	/	0,441	/
Trottoir	/	-0,178	0,613	/	/	-0,516	0,212	/

Tab 9 - 15

9-6 Influence du coefficient de Poisson ($\eta = 0.2$)

$$M_r = M_y + (k\eta + \cos \varphi) M(x, 0)$$

$M(x, 0)$: moment longitudinal par mètre de longueur au point $(x, 0)$

$$k = 1 \text{ si } b/a > 1$$

$$k = b/a \text{ si } b/a < 1$$

On appelle « i » la travée chargée et « j » la travée étudiée en tenant compte du biais.

On aura les expressions suivantes :

$$M_y(j, x, y) = (k_j \eta + \cos \varphi) M_x(j, x, 0) \quad \text{si } i \neq j$$

$$M_y(j, x, y) = (k_i \eta + \cos \varphi) M_x(i, x, 0) + M_y(x, y) \quad \text{si } i = j$$

Dans notre cas :

$$l = 15 \text{ m} \quad \varphi = 65.718 \text{ grad} \quad k = 0.46$$

Tableau des valeurs $(k\eta + \cos \varphi) M(x, 0)$

$(K\eta + \cos \varphi) M(x, 0)$

Chargt						
Moment	G	A(l)	Bc	M120	D240	Trott
M_{max}^+	33,17	17,65	16,50	26,73	34,00	0,88
M_{max}^-	/	-17,90	-15,73	-18,64	-29,53	-1,83

Tab 9 - 16

$$l = 25.5 \text{ m} \quad \varphi = 65.718 \text{ grad} \quad k = 0.30$$

Tbleau des valeurs $(k\eta + \cos \varphi) M(x, 0)$

$(K\eta + \cos \varphi) M(x, 0)$

Chargt						
Moment	G	A(l)	Bc	M120	D240	Trott
M_{max}^+	31,41	16,72	15,62	25,32	32,20	0,83
M_{max}^-	/	-16,95	-14,9	-17,65	-27,97	-1,73

Tab 9 - 17

Tableau des moments transversaux (M_{max}^+, M_{max}^-)

Chargt	Mt	y = 0	y = b / 4	y = b / 2	y = 3b / 4
G	M+	36,445	40,776	37,617	39,404
	M-	/	/	/	/
A(l)	M+	23,009	21,306	19,301	20,001
	M-	-18,058	/	-18,398	/
Bc	M+	19,578	17,918	17,12	18,636
	M-	-15,768	-16,027	-15,895	/
M_{c120}	M+	27,191	41,214	33,693	38,117
	M-	-22,254	/	-21,522	/
D240	M+	35,057	34,864	35,362	36,138
	M-	-29,53	/	/	/
Trottoir	M+	0,88	1,695	/	2,263
	M-	-2,382	/	-2,413	/

Tab 9 - 18

Tableau des moments transversaux (M_{max}^* , M_{max})

Chargt	Mt	$y = 0$	$y = b / 4$	$y = b / 2$	$y = 3b / 4$
G	M+	35,07	37,727	33,824	34,178
	M-	/	/	/	/
A(l)	M+	17,886	17,767	17,483	17,927
	M-	-18,315	-17,416	-17,268	/
B _c	M+	16,134	16,303	16,523	16,071
	M-	-14,906	-15,018	33,452	/
M _{c120}	M+	32,969	30,77	33,452	29,884
	M-	-18,531	-21,07	/	/
D ₂₄₀	M+	39,352	33,923	34,095	34,442
	M-	/	/	/	/
Trottoir	M+	0,83	1,444	/	1,042
	M-	-1,908	/	-2,1463	/

Tab 9 -19

9-7 Moments transversaux dus à la precontrainte:

Les documents SETRA donnent le moment transversal dû à la precontrainte M_{ytp} par mètre de longueur par la relation suivante:

$$M_{ytp} = K \cdot \frac{v}{2b} \cdot [M_{hy}(l/2) + P(l/2) \cdot e_0(l/2)] \quad (9-6)$$

avec: $K=0,3$; $v=0,2$

$M_{HYP}(l/2)=417,61 \text{ t.m}$

$P(l/2)=2398,962 \text{ t}$

$e_0(l/2)=0,2185 \text{ m}$

$M_{ytp}=-18,11 \text{ t.m/ml}$.

Combinaisons de calcul:

$$1.35G + 1.5(\max(A, B_c) + \text{trot} + P)$$

ELU: max

$$1.35G + 1.35(\max(M_{c120}, D) + \text{trot} + P)$$

$$G + \max(A, B_c) + \text{trot} + P$$

ELS: max

$$G + \max(M_{c120}, D) + \text{trot} + P$$

Le tableau suivant donne les différentes combinaisons:

Etats limites	Section Y=0		Section Y=b/4		Section Y=b/2		Section y=3b/4	
	$M_{\max+}$	$M_{\max-}$	$M_{\max+}$	$M_{\max-}$	$M_{\max+}$	$M_{\max-}$	$M_{\max+}$	$M_{\max-}$
ELU	83,19	-	80,06	-	73,58	-	75,57	-
ELS	57,14	-3,26	52,33	-1,45	49,81	-3,8	51,55	-

Tab 9-20

9-8 Ferrailage transversal de la dalle centrale:

. Section à mi-travée de 25,5m:

Cas de moment positif:

$$M_{ser} = 57,14 \text{ tm/ml}; M_u = 83,19 \text{ tm/ml}.$$

$$M_{rb} = 386,12 \text{ tm/ml} > M_{ser} \text{ donc } A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = 32,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } A_u = 27,19 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_u) = 32,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit : } 8 \phi 25 = 39,27 \text{ cm}^2$$

Cas de moment négatif:

$$M_{ser} = -3,8 \text{ tm/ml}; M_u = 0$$

$$M_{ser} < M_{rb} \text{ donc } A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit } 2 \phi 12 = 2,36 \text{ cm}^2$$

. Sur appui:

Le moment transversal sur appui intermédiaire est donné par les documents SETRA par l'expression suivante:

$$M_y = (K_1 \cdot M_x) / (2 \cdot n \cdot b)$$

M_x : moment longitudinal après combinaison .

n: nombre d'appareils d'appuis

$$K_1 = 1/3 \cdot (8K + 2k^2 - 4k^3); k = b/a = 0,3;$$

$$K_1 = 0,824; M_y = 0,062 M_x$$

$$M_{x,u} = -2015,6 \text{ tm/ml}; M_{x,ser} = 1501,32 \text{ tm/ml}$$

D'où: $M_{y,u} = -124,96 \text{ tm/ml}$; $M_{y,ser} = -93,081 \text{ tm/ml}$

Le moment dû à la précontrainte:

$$M_{hp} = M_{HYP} + p.e$$

Donc les moments totaux sur appui sont donnés comme suit:

$$M_u = -83,63 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ser} = -51,75 \text{ tm/ml.}$$

D'où la section des armatures est de:

$$A_u = 27,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = 29,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_u) = 29,94 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Soit : } 10 \phi 20 = 31,42 \text{ cm}^2$$

9-9 Ferrailage longitudinal:

C'est un ferrailage passif, ayant pour fonction la reprise de l'effort de traction dans le sens longitudinal ainsi que les tassements des appuis.

Pour ce qui set du diamètre des armatures, on a optées pour des $\phi 14$.

9.10: Ferrailage des encorbellements:

$$M_u = -17,242 \text{ tm/ml} ; M_{ser} = -12,890 \text{ tm/ml} ; V_u = -27,632 \text{ t/ml}$$

$$A_u = 5,53 \text{ cm}^2 ; A_{ser} = 7,3 \text{ cm}^2$$

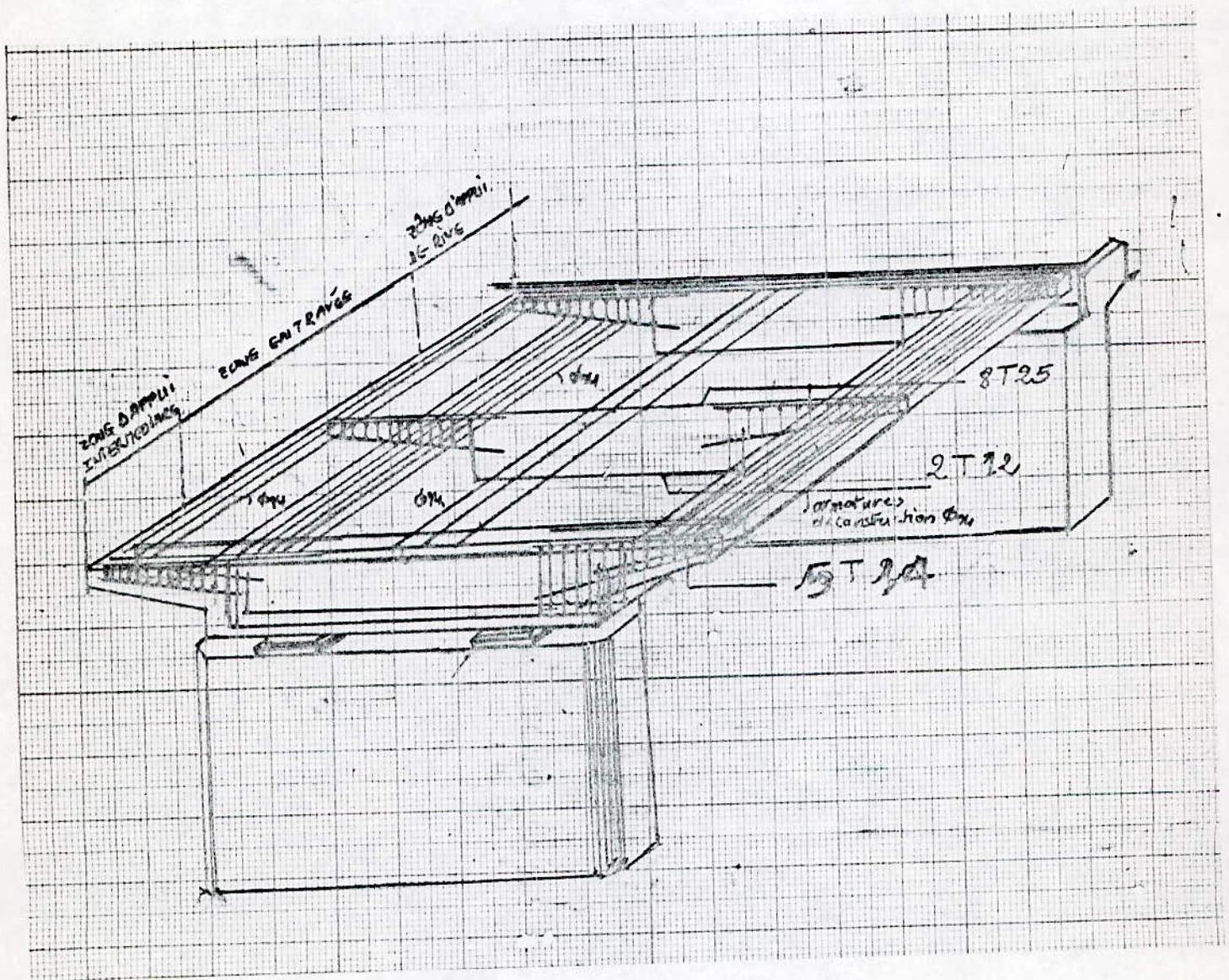
$$A_s = \max(A_u, A_{ser}) = 7,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \phi 14 = 7,693 \text{ cm}^2$$

Ferrailage au cisaillement:

$$\tau = 30,7 \text{ t/m}^2/\text{m} ; S_t = 30 \text{ cm} ; A_t \geq 2,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend (04) épingles de } \phi 12 \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

9-10 Schéma de ferrailage:



Chapitre 10

LES APPAREILS
D'APPUI

$$tg\gamma_1 = \frac{U_1}{T} \quad (10-2)$$

$$\tau_{H1} = G \frac{U_1}{T}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{2 \cdot a \cdot b} \quad (10-3)$$

$$\tau_H = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2 \cdot a \cdot b} \quad (10-4)$$

a,b : dimensions en plan de l'appui(avec a < b)

H : effort horizontal applique a l'appareil d'appui

T : épaisseur nominale totale de l'élastomère

U₁ : déformation horizontale lente de l'ensemble de l'appareil

G : module d'élasticité transversal

10-2-3 Rotation:

Suite a la rotation de deux frettes solidaires d'un même feuillet il apparait des contraintes de cisaillement

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \quad (10-5)$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfection dépose. ($\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3}$ rd)

t: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère

α_T : angle de rotation de l'appareil d'appui

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

n: nombre de feuillets

α : rotation due aux charges et surcharges

remarque de calcul:

Chapitre 10
10 Les appareils d'appuis

10-1 Introduction:

Les tabliers des ponts non encastres, en général reposent sur des appuis (piles, culés) par l'intermédiaire d'appareil d'appuis conçus essentiellement pour transmettre les efforts horizontaux et verticaux.

10-2 Principe de calcul:

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement se développant dans l'élastomère au niveau du plan de frottement.

10-2-1 Compression:

Sous un effort normal des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frottement.

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot \sigma_m}{\beta}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} \tag{10.1}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2(a+b) \cdot t}$$

β : Coefficient de forme.

σ_m : Contrainte moyenne de compression.

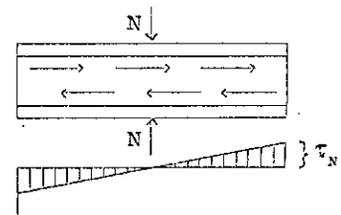


Fig10-1

10-2-2 Distorsion:

Dans le cas d'un effort, l'appareil d'appui subit une distribution des contraintes uniforme au niveau du plan de frottement.

il existe deux cas pouvant se présenter:

- . La déformation u_1 de l'appareil est lente (dilatation, retrait, fluage)
- . L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (vent, séisme, freinage)

Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut:

compte tenue de la symétrie de la structure dans le sens longitudinale, le calcul des appareils d'appuis se limitera a:

l'appui de rive(0)

l'appui intermédiaire (1)

l'appui central de symétrie (2)

Tableau donnant les réactions d'appuis sous chargement

Charges	Réactions sur culée (t)	Réactions sur pile(t)		Réactions par appui sur culée	Réaction par appui sur pile	
		1	2		1	2
CP	85,48	453,19	542,43	28,49	226,59	271,21
A	35,62	82,46	133,14	11,87	41,23	66,57
B _c	25,74	29,52	29,34	8,58	14,76	14,67
M _{cl20}	83,48	224,17	115,92	27,82	112,08	57,96
D ₂₄₀	84,25	244,77	181,16	28,08	122,38	90,58
P	1,183	-3,27	3,55	0,39	-1,63	1,77
S _v	8,932	40,29	44,31	2,97	20,14	22,15

Tab 10-1

Tableau donnant les différentes combinaisons des réactions d'appuis

	Combinaisons	Sur pile(t)		Sur culée (t)
		1	2	
E	CP+P	224,96	272,98	28,88
L	CP+P+1,2max(A,B _c)	274,43	351,09	43,12
U	CP+P+1,2max(A,B _c)	258,65	419,83	137,57
E	1,35CP+1,6max(A,B _c)+P	370,23	474,41	57,84
L	1,35CP+1,6max(D,M _{c120})+P	500,87	512,83	83,78
S	CP+0,642max(A,B _c)+P+S _v	350,87	432,79	49,44
	CP+0,642max(D,M _{c120})+P+S _v	402,97	448,20	59,84

Tab 10-2

10-3 Dimensionnement des appareils d'appuis:

Soient a et b les dimensions en plan d'un appareil d'appui et h sa hauteur, le choix des paramètres (a,b,h) se fait en satisfaisant les deux conditions:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15 \text{MPa} \tag{10-6}$$

N_{max}: effort normal maximal sur chaque appareil d'appui

N_{min}: effort normal minimal sur chaque appareil.

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPa} \quad (10-7)$$

la hauteur h de l'appareil d'appui est confondue avec celle de l'élastomère.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad (10-8)$$

10-3-1 Au niveau de la culée:

$$N_{\max} = 137057t$$

$$N_{\min} = 29.88t$$

les équations (10-6) et (10-7) aboutissent a:

$$917.14 \leq a \cdot b \leq 1444 \text{ cm}^2$$

d'ou, le choix d'un appareil de dimension 350.350 mm²

l'équation (10-8) donne T=65mm.

on a un appareil de type (350.350).5(10+3)

. pour la pile intermédiaire(1):

$$N_{\max} = 500.07t$$

$$N_{\min} = 224.96t$$

les équations(10-6)et(10-7) aboutissent a:

$$3333.8 \leq a \cdot b \leq 11248 \text{ cm}^2$$

d'ou, le choix d'un appareil de dimension 700.1400 mm²

l'équation(10-8)donne T=56mm

on a un appareil de type (700.1400).12(10+3)

. pour la pile centrale(2) :

$$N_{\max} = 512.83t$$

$$N_{\min} = 272.98t$$

les équations (10-6) et(10-7) aboutissent a

$$3418.86 \leq a.b \leq 13649 \text{ cm}^2$$

d'ou ,le choix d'un appareil de dimension 700.1400 mm²

l'équation(10-8)donne T=156mm

on a un appareil de type (700.1400).12(10+3)

n=12 feuillets d'estomere

t=10mm épaisseur d'un feuillet

t=3mm épaisseur de frette d'acier

10-4 Réaction d'appui horizontale:

10-4-1 Calcul du déplacement d'un appareil d'appui:

Sous une force unitaire de 1MN,le déplacement d'un appareil d'appui (U_i)est donne par;

$$U_i = \frac{T}{h.a.b.G}$$

$$K_i = \frac{1}{U_i} \quad (10-9)$$

$$H_i = H \frac{K_i}{\sum K_i}$$

T(mm): hauteur des frettes sans espacement entre elles.

n:nombre d'appareils d'appuis (n=3)

H(t):effort horizontal statique

H'(t): effort horizontal dynamique

Tableau donnant les caractéristiques des appareils d'appuis.

caractéristique	T	a	b	U_i	U_i'	K	K'	H(t)	H'(t)
Appareil sur culée	65	350	350	0,176	0,088	5,68	11,36	0,23H	0,22H
Appareil sur pilé	156	1400	700	0,053	0,026	18,86	38,46	0,76H	0,77H

Tab 10-3

10-4-2 Les déformations de la travée:

. Déformation due au retrait:

$$\Delta L_{ret} = \epsilon_r (1 - I(t_0)) L$$

$$I(t_0) = 0$$

$$\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$$

L=25.5 cm (la plus longue travée).

D'où

$$\Delta L_{ret} = 75.5 mm$$

. Déformation due au fluage:

$$\Delta L_{flu} = \epsilon_{flu} \cdot L$$

$$\epsilon_{flu} = \frac{3 \cdot \sigma_b}{E_i}$$

Tableau donnant les déformations dues au fluage:

X(m)	0,00l ₁	0,45l ₁	l ₁	0,5l ₁	l ₂
σ_{flu}	43,921	76,077	53,851	128,148	54,36
ΔL_{flu}	0,0933	0,161	0,114	0,272	0,115

Tab10-4

$$\Delta L_{flumoy} = 0.122 \text{ mm pour } L=15 \text{ m}$$

$$\Delta L_{flumoy} = 0.167 \text{ mm pour } L=25.5 \text{ m}$$

. Allongement du a la température:

a-température de longue durée:

$$\Delta L_t(l) = \lambda \cdot L \tag{10-10}$$

$$\lambda = 4.5 \cdot 10^{-4}$$

$$L = 25.5 \text{ m}$$

$$\Delta L_t = 11.475 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

b- température de courte durée

$$\lambda = 7 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_T = 17.85 \cdot 10^{-3}$$

10-5 Evaluation des efforts dynamiques horizontales:

10-5-1 Effort du au séisme:

$$F = \Delta L \cdot K \cdot X_{cR}$$

K: rigidité

ΔL : variation lineaire uniforme

$$\Delta L = 4 \cdot 10^{-4} m$$

X_{cR} : centre de gravite

$$X_{cR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 40.5 m$$

G: poids total de l'ouvrage

$f_h = 0,1 \cdot G$ (pour un séisme horizontal)

$$F_h = 0,3 \cdot f_h = 43,056 \cdot t$$

10-5-2 Effort du au vent:

Le vent développé une pression de 2000N/m.3, la surface expose S est égale a:

$$S=L.(h+0,2) \quad , \quad L=81m \Rightarrow S=97.2m^2$$

$$F_{vent}=12^t$$

culée : $F_h = 0,23.F_{vent} = 2,76.t$

pile : $F_h = 0,76.F_{vent} = 9,12.t$

10-5-3 effort de freinage:

. effort de freinage du a la surcharge A:

il est calcule par

$$F_A = \frac{A}{20+0,035.S}$$

S: surface chargée $S=3.Lc.L=398,32m^2$

d'ou: $F_A = 1,15.t$

. effort de freinage du a la surcharge B_c:

$$F_B = 30.t$$

culée $F_h = 0,23.F_B = 6,9.t$

pile $F_h = 0,76.F_B = 22,8.t$

Tableau donnant les réactions de chaque appareil d'appui

Effort	Culée		Pile 1	Pile 2	
	H(t)	N _{max} (t)	N _{max} (t)	H(t)	N _{max} (t)
CP+P	0	28,88	224,96	0	272,98
A	1,15	11,87	41,23	1,5	66,57
B _c	6,9	5,58	14,76	22,8	14,67
M _{c120}	0	27,82	112,08	0	57,96
D	0	28,08	112,38	0	90,58
Séisme	43,056	2,97	20,14	43,056	22,15

Tab 10-6

10-6 Calcul des contraintes:

10-6-1 Contraintes dues a l'effort normal:

De l'équation (10-1) nous avons:

$$\tau_n = \frac{3 \cdot t(a+b)}{(a \cdot b)^2} \cdot N$$

culée $\tau_n = 57,75 t/m^2$

pile $\tau_n = 10,09 t/m^2$

10-6-2 Contraintes horizontales:

. déformation lente:

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U_n}{T}$$

$$U_n = U_{ret} + U_{flu} + U_t$$

$$U_1 = 0,025m$$

culée $\tau_{H1} = 38,46 \text{ t/m}^2$

pile $\tau_{H1} = 15,15 \text{ t/m}^2$

. déformation rapide:

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{2 \cdot a \cdot b}$$

$$H_2 = \frac{1}{N} (H_s + H_{RC})$$

avec: H_s étant l'effort de séisme.

H_{RC} est l'effort du au système B_c

culée $H_2 = \frac{1}{3} (43,056 + 6,9) = 16,652 \text{ t}$

pile $H_2 = \frac{1}{3} (43,056 + 22,8) = 21,952 \text{ t}$

On aura donc :

culée $\tau_{H2} = 0,697 \text{ t/m}^2$

pile $\tau_{H2} = 0,112 \text{ t/m}^2$

On total, on obtient:

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

culée $\tau_H = 39,139 \text{ t/m}^2$

pile $\tau_H = 15,272 \text{ t/m}^2$

10-6-3 Condition due a la rotation d'un feuillet de l'élastomère par rapport a un autre:

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}$$

culée $\tau_H = 39,139 \text{ t/m}^2$

pile $\tau_H = 15,272 \text{ t/m}^2$

10-6-4 Vérification des contraintes de cisaillement:

culée:

$$\tau_{H1} = 38,46 \leq 0,5 \cdot G = 40 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_H = 39,139 \leq 0,7 \cdot G = 56 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = \tau_N + \tau_\alpha + \tau_H = 185,089 \leq 5 \cdot G = 400 \text{ t/m}^2$$

pile:

$$\tau_{H1} = 15,15 \text{ t/m}^2 \leq 0,5 \cdot G = 40 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_H = 15,272 \text{ t/m}^2 \leq 0,7 \cdot G = 56 \text{ t/m}^2$$

$$\tau = 110,361 \leq 400 \text{ t/m}^2$$

10-6-5 Condition de non soulèvement:

il faut que:

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t(a+b)}$$

$$\alpha_T \leq 0,2 \frac{T}{a}$$

culée $\alpha_t = 0,57 \cdot 10^{-3} \geq 0,39 \cdot 10^{-3} rd$

pile $\alpha_t = 1,42 \cdot 10^{-3} \geq 0,0043 \cdot 10^{-3} rd$

Conclusion:

toutes les vérifications des conditions concernant les appareils d'appuis sont vérifiées donc le dimensionnement propose est adopté.

Chapitre 11

ETUDE DE LA PILE

Chapitre 11

11 ETUDE DE LA PILE

11-1 Introduction:

Les piles sont des appuis intermédiaires supportant le tablier d'un pont d'un ouvrage , ils ont pour rôle de transmettre les efforts agissant sur le tablier au sol.
Les piles constituées de voiles étant les plus utilisées pour les ponts dalles , c'est le cas de notre ouvrage comme le montre la Figure 12-1. On étudiera la pile n°2 la plus sollicitée sous les différentes actions .

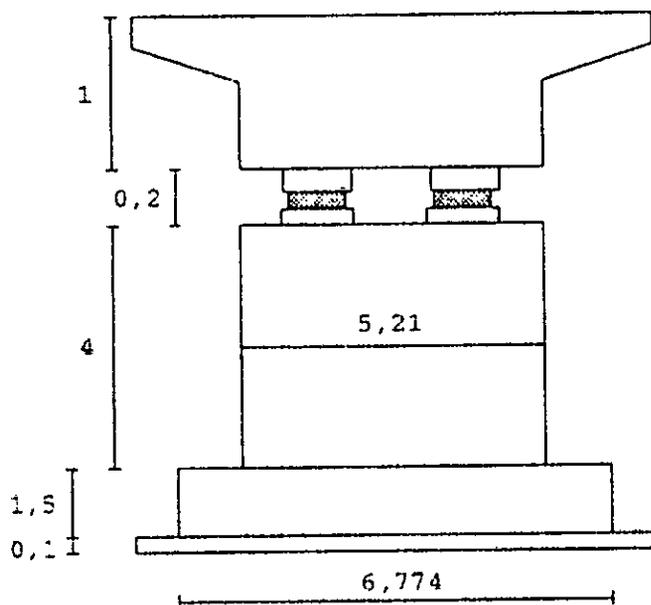


Fig 11-1

11-2 Evaluation des efforts:

Tableau des efforts:

Efforts	N(t)	H(t)	M(t.m)
G	271,21	-	-
A(L)	66,57	1,50	6,00
B _c	14,67	22,80	91,20
séisme	22,15	43,05	172,20

Tab 11-1

Poids propre du voile:

$$P = 2,5 \cdot 4 \cdot 5,21 \cdot 1 = 52,1 \cdot t$$

Tableau des combinaisons:

	Combinaisons	N(t)	H(t)	M(t.m)
E	$1,35G + G_{\min} + 1,6A(L)$	551,90	2,40	9,60
L	$1,35G + G_{\min} + 1,6B_c$	468,86	36,48	145,92
	$G + S + A(L)$	359,93	44,55	178,20
U	$G + S + B_c$	308,03	65,85	263,40
E	$G + 1,2A(L)$	351,09	1,8	7,20
L S	$G + 1,2B_c$	288,81	27,36	109,44

Tab 11-2

11-3 Ferrailage à la flexion composée:

E-L-U

$$M_u = 263,40 \text{ t m}$$

$$N_u = 359,93 + 52,1 = 412,03 \text{ t}$$

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{h} = 13,85 \text{ avec } l_f = l_o = 4 \text{ m}$$

$$\lambda = 13,85 < 50 = \bar{\lambda}$$

On majore N_u par γ_f

$$e_0 = \frac{263,40}{412,03} = 0,64m$$

$$\delta_f = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,031$$

$$e_0 \geq \max(2cm, \frac{L}{250}) = 2cm$$

$$M_{U,A} = \delta_f (M_U + N_U (e_0 + d - \frac{h}{2})) = 449,98tm$$

$$\mu_{bU} = 0,057 < 0,3$$

$$\alpha = 0,074 \text{ et } Y = 0,873m$$

$$A_U = \frac{49,98}{0,873 \cdot 348 \cdot 10^2} - \frac{1,031 \cdot 412,03}{348 \cdot 10^2} = 26,04cm^2$$

E-L-S

$$M_{ser} = 109,44t.m$$

$$N_{ser} = 351,09 + 52,1 = 403,19t$$

$$e_u = \frac{109,44}{403,19} = 0,27 > 0,16m \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$M_{UA} = N \cdot e_{As} = 403,19 (0,27 + 0,4) = 270,13 t.m$$

$$\mu_{bU} = 0,034 \text{ PRECO,3} \rightarrow A_{sc} = 0$$

Donc on a:

$$\alpha = 0,044 \quad \chi = 0,88$$

La section fictif:

$$A_s = \frac{270,13}{0,88 \cdot 348 \cdot 10^2} = 88,2 cm^2$$

Donc la section réelle:

$$A_s = A_s - \frac{N}{f_{su}} = -27,65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 72,79 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$16 \cdot T.25 = 78,5 \text{ cm}^2$$

11-4 Ferrailage horizontal:

Il est estimé au moins égale a 0.05% de la section de béton

$$B = 5,21 \cdot 1 = 5,21 \text{ m}^2$$

$$A_{sh} = 5,21 \frac{0,05}{100} = 26,05 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$18 \cdot T.14 = 27,69 \text{ cm}^2$$

11-5 Ferrailage a l'effort tranchant:

$$V_u = 65,85 t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 14,04 t/m^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1.25,3) = 250 t$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures droites sont suffisantes

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_o} \geq \frac{(\tau_u - 0,5k)}{0,8f_e} \quad (11-1)$$

donc $k=0$ (pas de reprise de bétonnage)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u b_o}{0,8f_e} = 2,28 \cdot 10^{-3}$$

On fixe

$$S_t = 25 cm \Rightarrow A_t = 5,7 cm^2$$

pourcentage minimum

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_o} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \cdot 5,21 \cdot 0,25}{4 \cdot 10^4} = 13,02 cm^2$$

On prend: 8T16.

11-6 Croquis:

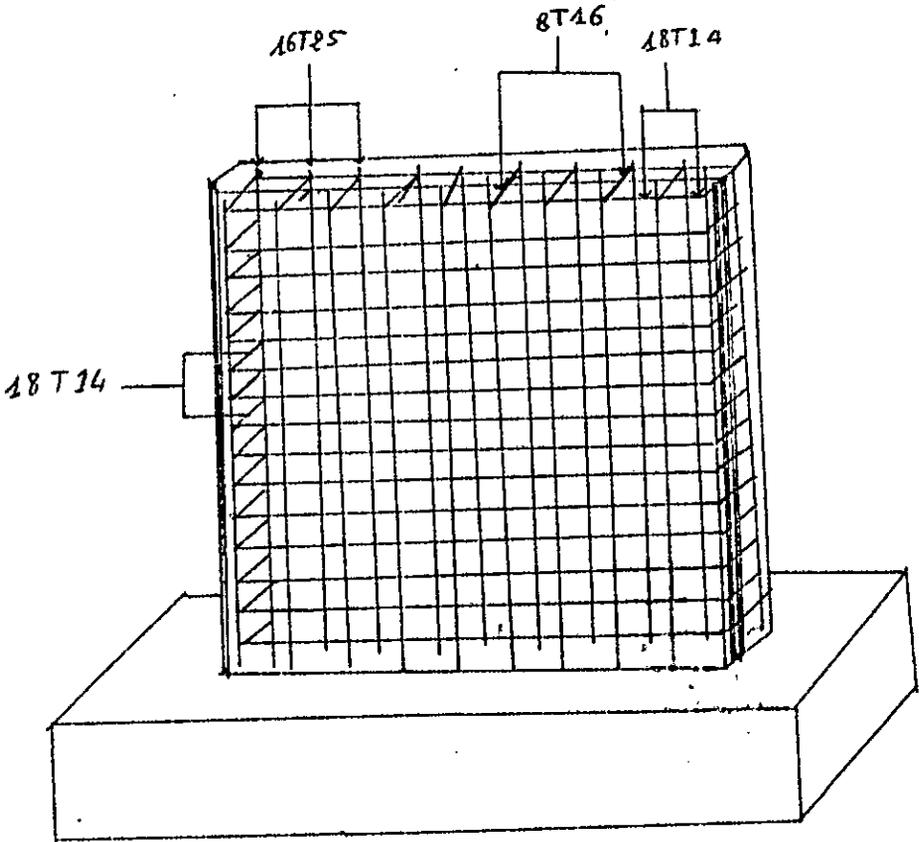


Fig 11-2

Chapitre 12

ETUDE DE LA CULEE

Chapitre 12

ETUDE DE LA CULEE

12-1 Introduction:

La culée est le point de continuité entre la chaussée et le tablier, elle doit assurée la transition et la circulation des vehicules entre la chaussee et le pont.

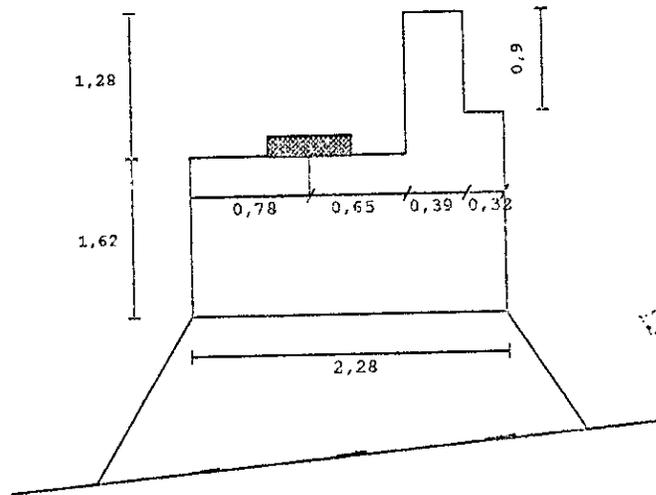


Fig 12-1

La culée est formée de plusieurs éléments représentés sur la figure

- Un mur garde grève
- Un corbeau
- Un mur en retour
- Une chévetre
- Un voile

12-2 Etude du mur garde greve

Le mur garde greve est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arriere en contact avec les terres. Il est aussi soumis à des forces verticales le calcul est fait sous deux conditions: une normale et l'autre sismique.

12-2-1 Détermination des efforts:

. Condition normale:

$$k_a = 1/3, \gamma_R = 2 \text{ t/m}^3, h = 1,28 \text{ m}, Q = 3,6 \text{ t/m}^2$$

Moment du à la poussée des terres:

$$M_p = \frac{K_a \cdot \gamma_R \cdot h^3}{6} = 0,232 \text{ t.m/ml}$$

Moment du aux charges locales:

$$M_c = \frac{K_a \cdot Q \cdot h^2}{2} = 0,983 \text{ t.m/ml}$$

Moment du aux forces de freinage

$$M_f = \frac{12,5 \cdot h}{0,25 + 2 \cdot h} \cdot \gamma_R = 11,387 \text{ t.m/ml}$$

. Condition sismique

On tient compte du seisme horizontal et vertical

$$K = \sqrt{(1 + e_v)^2 + e_H^2} \quad (12-1)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{e_H}{1 + e_v}\right) \quad (12-2)$$

avec: e_H = seisme horizontal = 0,1. e_v = seisme vertical = 0,07.

$$K_a = \frac{1}{\cos^2 \alpha \left[1 + \frac{\sin(y + \delta) \cdot \sin(y - B - \theta)}{\cos(\alpha - B) \cdot \cos(\delta_a + \theta)} \right]} \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)} \quad (12-3)$$

avec: $K = 1,079$; $K_a = 0,42$; $\theta = 5,34$; $\alpha = B = \delta = 0$; $y = 30^\circ$ et $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

Moment du aux charges locales:

$$M_c = \frac{0,42 \cdot 3,6 \cdot 1,28}{2} = 0,967 \text{ t.m/ml}$$

Moment du à la poussée des terres:

$$M_p = \frac{0,42 \cdot 2 \cdot 1,28}{6} = 0,179 \text{ t.m/ml}$$

Moment du aux forces de freinages:

$$M_f = \frac{12,5 \cdot 1,28}{0,25 + 2 \cdot 1,28} = 5,693 \text{ t.m/ml}$$

Table des efforts

Combinaisons	Condition normal	Condition seismique
$1,35 \cdot M_p + 1,5 \cdot M_c + 1,25 \cdot M_f$	16,021 t.m/ml	8.690 t.m/ml
$M_p + 1,2 \cdot M_c + 1,25 \cdot M_f$	15,645 t.m/ml	8,296 t.m/ml

Tab 12-1

12-2-2 Ferrailage en flexion simple

. Condition normale

$M_u = 16,021 \text{ t.m/ml}; M_{ser} = 15,645 \text{ t.m/ml}.$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,28}{8,39}$$

E.L.S : $\alpha_r = 0,484; \mu_{rb} = 0,203; M_{rb} = 45,056 \text{ t.m/ml},$

$\tau_r = 0,285 \text{ m}.$

$$M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 18,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.U : $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$; $\mu_{bu} = 0,058 < 0,3$ et donc $A_{sc} = 0$
 $\alpha = 0,075$; $\tau = 0,329 \text{ m}$; $A_u = 13,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

. Condition sismique

$M_u = 8,690 \text{ t.m/ml}$; $M_{ser} = 8,298 \text{ t.m/ml}$.

E.L.S : $\alpha_r = 0,484$; $\mu_{rb} = 0,203$; $M_{rb} = 45,056 \text{ t.m/ml}$, $\tau_r = 0,285 \text{ m}$.

$$M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 12,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.U : $\mu_{bu} = 0,031 < 0,3$ donc $A_{sc} = 0$

$\alpha = 0,039$; $\tau = 0,334 \text{ m}$; $A_u = 7,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

. Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 5,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend: $A_s = 9T14$.

12-2-3 Verification des contraintes

Equation du moment statique

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + 15 (A_s + A'_s) y - 15 (A'_s d' + A_s d) = 0 \quad (12-4)$$

on obtient:

$$0,64 \cdot y^2 + 0,02 \cdot y - 0,007 = 0 \Rightarrow y = 5,76 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

avec: $A_s = 13,86 \text{ cm}^2$; $d = 0,34 \text{ m}$; $b = 1,28 \text{ m}$.

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} \cdot b_o \cdot y^3 + 15 \cdot (d-y)^2 \cdot A_s + 15 \cdot A'_s \cdot (y-d')^2 \quad (12-5)$$

$$I = 17,39 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

avec les memes donnees on doit verifie

1)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 1500 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 134,56 \leq 1500$$

2)

$$\sigma_s = 15 \cdot (d-y) \cdot \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 24000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = 22317,27 \leq 24000$$

12-3 Etude du mur en retour

Le mur en retour sert essentiellement a soutenir les remblais situe en arriere de la dalle. selon le document S.E.T.R.A chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent etre applique en meme temps

- .le poids propre y compris la superstructure
- .les poussees horizontaux reparties
- .les charges concentrees vers l'extremite du mur

les charges concentrees sont appliquees a 1m de l'extremite du mur et comprenant une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t

le schema suivant illustre la position de toutes les charges:

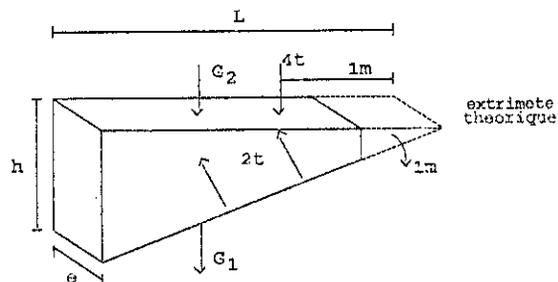


Fig 12-2

$h=2.6\text{m}$; $l=4\text{m}$; $e=0,7\text{ m}$.

12-3-1 Les sollicitations:

- . Poids propre du mur : $G_1 = 9,1\text{ t}$.
- . Poids de la superstructure: $G_2 = 1,2\text{ t}$.
- . Poussee des terres: $P=(h/3 + 0,5).H.l/2=7,1\text{ t}$.
- . Charge concentree horizontale $F_H= 2\text{ t}$.
- . Charge concentree verticale $F_V= 4\text{ t}$.

Tableau des efforts au niveau de l'encastrement:

Etat-limite	Sous chargement vertical		Sous chargement horizontal	
	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)
E.L.U	37,98	20,08	23,20	13,65
E.L.S	29,41	15,34	18,56	10,92

Tab12-2

Les efforts sont données par les combinaisons suivantes:

. Sous chargement vertical

$$M_U = 1,35 \cdot (G_1 \cdot \frac{l}{3}) + 1,5 [G_2 \cdot \frac{l}{2} + F_v(l-1)] \quad (12-6)$$

$$M_{ser} = G_1 \cdot \frac{l}{3} + 1,2 [G_2 \cdot \frac{l}{2} + F_v(l-1)]$$

$$T_U = 1,35 \cdot G_1 + 1,5 \cdot (F_v + G_2) \quad (12-7)$$

$$T_{ser} = G_1 + 1,2 \cdot (F_v + G_2)$$

. Sous chargement horizontal

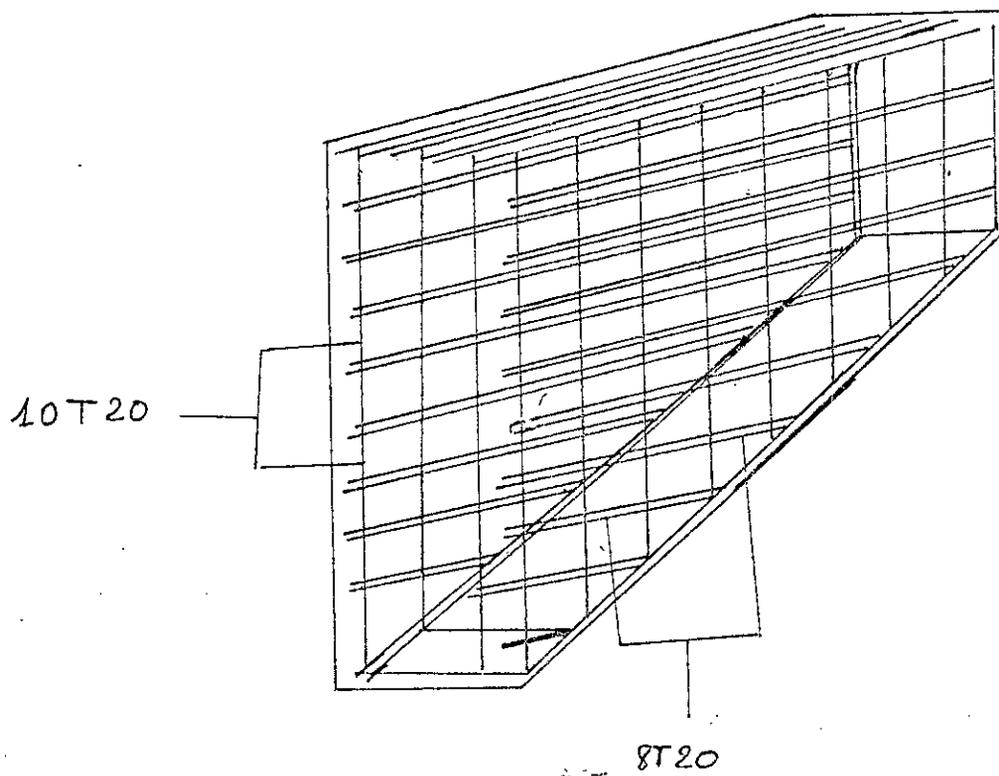
$$M_U = 1,5 \left[\frac{P \cdot l}{3} + F_H(l-1) \right] \quad (12-8)$$

$$M_{ser} = 1,2 \left[\frac{P \cdot l}{3} + F_H(l-1) \right]$$

$$T_U = 1,5 \cdot (P + P_H) \quad (12-9)$$

$$T_{ser} = 1,2 \cdot (P + P_H)$$

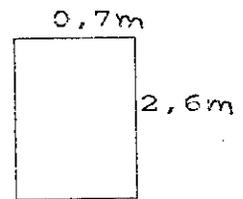
schéma de ferrailage de mur en retour



12-3-2 Ferrailage horizontal

$$M_u = 37,98 \text{ t.m}; M_{ser} = 29,41 \text{ t.m}; d = 2,34 \text{ m.}$$

$$\text{E.L.S: } \alpha_r = 0,484; \mu_{rb} = 0,201; M_{rb} = 1155,62 \text{ t.m}, \tau_r = 1,965 \text{ m.}$$



$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 6,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{E.L.U: } \mu_{bu} = 7,10^{-3} < 0,3 \text{ donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 8,77 \cdot 10^{-3}; \tau = 2,331 \text{ m}; A_u = 4,68 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (12-10)$$

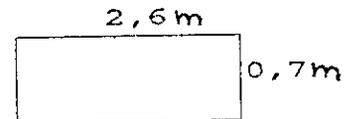
$$A_{smin} = 22,73 \text{ cm}^2$$

On prend 8T20 = 25,12 cm².

12-3-3 Ferrailage vertical

$$M_u = 23,20 \text{ t.m}; M_{ser} = 18,56 \text{ t.m}; d = 0,63 \text{ m.}$$

$$\text{E.L.S: } \alpha_r = 0,484; \mu_{rb} = 0,201; M_{rb} = 311,13 \text{ t.m}, \tau_r = 1,965 \text{ m.}$$



$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{E.L.U: } \mu_{bu} = 1,58 \cdot 10^{-2} < 0,3 \text{ donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,97 \cdot 10^{-3}; \tau = 0,623 \text{ m}; A_u = 10,59 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{smin} = 19,77 \text{ cm}^2$$

On prend 10T20 = 31,14 cm².

12-4 Etude de la dalle de transition:

La dalle de transition est placée sous la chaussée aux extrémités du pont, elle a le rôle d'éviter le dénivellement possible qui pourrait se produire lors de tassement éventuel des remblais derrière la culée.

12-4-1 Détermination des efforts

La dalle de transition sera calculée normalement comme une poutre reposant sur deux appuis pour faciliter les calculs



Fig 12-3

Tableau des sollicitations

Chargement	Valeur des charges (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t/ml)
Poids propre	3	6	6
Revetement	0,704	1,408	1,408
Remblai	8,4	16,8	16,8
Systeme B _c	D'après BARRES	15,356	7,927

Tab 12-3

Tableau des combinaisons

Combinaisons	Efforts
$M_{ser} = M_G + 1,2.M_Q$ (t.m/ml)	62,608
$M_U = 1,35.M_G + 1,5.M_Q$ (t.m/ml)	80,680
$T_U = T_G + 1,2.T_Q$ (t/ml)	38,608

Tab 12-4

12-4-2 ferrailage

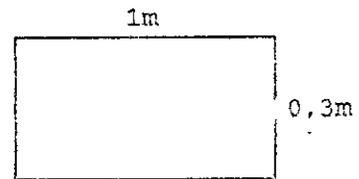
$M_u = 20,170$ t.m; $M_{ser} = 15,652$ t.m; $V_u = 9,652$ t.

E.L.S : $\alpha_r = 0,484$; $\mu_{rb} = 0,202$; $M_{rb} = 22,19 \text{ t.m.}$

$$\tau_r = 0,226 \text{ m.}$$

$$\frac{M_{rb}}{M_{ser}} > \frac{M_{ser}}{M_{ser}} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 19,20 \text{ cm}^2$$



E.L.U : $\mu_{bu} = 0,195 < 0,3$ donc $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 0,273; \tau = 0,24 \text{ m}; A_u = 24,15 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_s = 9T20 = 28,26 \text{ cm}^2$

Effort tranchant:

$$V_u = 9,652 \text{ t.}$$

$$\tau_u = 35,74 < 250 \text{ t/m}^2$$

$$A_t \geq 11,16 \cdot 10^{-4}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ donc $A_t = 2.232 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimum:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 10 \text{ cm}^2 = 0,4 \frac{b_o}{f_e}$$

12-5 Etude du chévetre:

Le chévetre est soumis en plus de son poids propre a certaines actions à savoir celles provenant du mur garde greve, le corbeau, la dalle de transition, mur en retour et le tablier.

12-5-1 Evaluation des charges et surcharges:

. Poids propre: $q_G = 2,5 \cdot 2 \cdot S = 23,11 \text{ t/ml}$.

S: représente la section du chevetre, $S = 4,62 \text{ m}_2$.

. Surcharges transmises par le mur garde grève:

- poussée des terres: $K_a = 1/3$; $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$; $h = 2,88 \text{ m}$.

$$q_t = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot h^2}{2}$$

d'où $q_t = 2,764 \text{ t/ml}$.

- poussée de la surcharge localisée: $K = 0,42$

$$q_l = \frac{12 \cdot k}{0,75 + 2 \cdot h}$$

d'où $q_l = 0,774 \text{ t/ml}$.

- force de freinage: $\gamma = 1,2 \text{ t/m}^3$

$$q_f = \frac{6 \cdot \gamma_m}{0,25 + 2 \cdot h}$$

d'où $q_f = 1,198 \text{ t/ml}$.

. Dalle de transition:

- charge permanente: $q_{GP} = 3 \text{ t/ml}$

- surcharge B_t :

c'est le système le plus défavorable avec $F_1 = 11 \text{ t}$ et $P_2 = 6,6 \text{ t}$

$q_{Bt} = 15,372 \text{ t/ml}$.

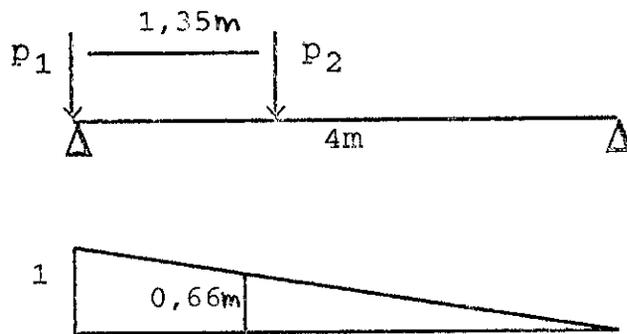


Fig 12-4

Finalemnt $q_D = q_{GD} + q_{Bt} = 18,372t/ml$.

.Mur en retour:

poids propre: $p = 9.1t$

surcharge:

- horizontale 2t

- verticale 4t

.Tablier:

poids propre: $q_{Gt} = 12,569t/ml$.

surcharges: $q_{sr} = 5,565t/ml$ (surcharge A + Trottoire).

en tennant compte de la majoration de 20%

$$q_t = q_{Gt} + 1,2 \cdot q_{sr} = 19,247t/ml.$$

12-5-2 Calcul des efforts sollicitants le chevetre:

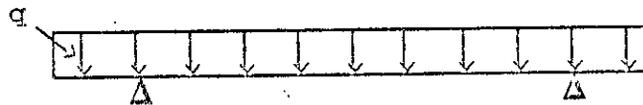


Fig 12-5

avec : $q = q_D + q_G + q_{Gr} = 54,051 \text{ t/ml}$

a) Calcul des efforts par la RDM:

calcul des moments

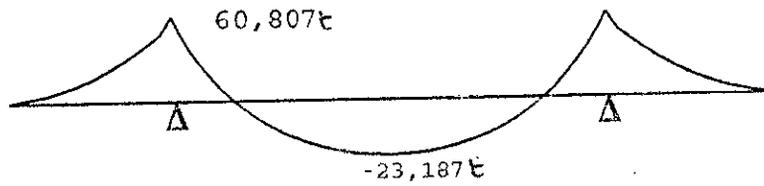


Fig 12-6

Calcul de l'effort tranchant

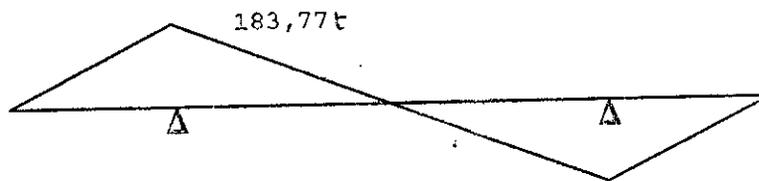


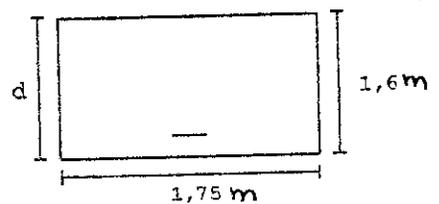
Fig 12-7

b) Ferrailage:

.ferrailage en flexion:

- sur appui:

$$M_{ser} = 60,807 \text{ t.m} < M_{tb} \text{ donc } A_{sc} = 0$$



$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\tau \cdot \sigma_s} = 34,61 \text{ cm}^2$$

Soit 8T25 = 39,25 cm².

- en travée:

$$M_{ser} = 23,187 \text{ t.m} < M_{rb} \text{ donc } A_{sc} = 0$$

$$A_{ser} = 13,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T20 = 18,48 \text{ cm}^2$$

.Ferrailage transversale:

$$V_U = 183,77 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_o \cdot d} = 67,75 < \overline{\tau_U}$$

soit $S_t = 20 \text{ cm}$; $K = 0$

$$A_t \geq \frac{(\tau_U - 0,5k) \cdot b \cdot S_k}{0,8 \cdot f_e}$$

$$A_t > 12,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12T12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

.Verification du pourcentage minimum:

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{b} > \max\left(\frac{\tau_U}{2}, 0,4\right)$$

1,54 > 0,40 vérifiée.

12-6 Etude du voile:

Sous chaque chevetre de la culée existe deux voiles servants à transmettre les charges provenant du tablier à la fondation.

Les sollicitations à en tenir compte sont:

- Les actions verticales: réaction du tablier, poids propre et surcharges routieres.
- Les actions horizontales: variation lineaire, freinage, seisme et pousse des terres (on prend en consideration la poussée du remblai sur le mur garde greve ainsi que sur le chevetre).

.Conditions normales: $K_a=1/3$; $\gamma=2t/m^3$; $H=2,88m$; $l=6,8m$

$$H_n = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$H_n = 18,80 t$$

avec un point d'application de cette pousseé situé à une distance $d=4,92m$

.conditions sismiques:

$\phi=30^\circ$: angle de frottement interne

$\beta=0$: angle d'inclinaison de la culée par rapport à la verticale.

$\alpha=0$: inclinaison du talus du remblai.

$\delta=0$: inclinaison de la resultante

$$K'_a = 0,42; H_s = \frac{1}{2} \cdot K'_a \cdot \gamma \cdot l \cdot H^2$$

(12-11)

$$H_s = 23,68 t$$

12-6-1 Evaluation des efforts à la base de la culée par apport à l'origine:

. Condition normale:

	H(t)	V(t)	d(m)	M/°(t.m)
chêvetre	/	58,20	/	/
mur garde grève corbeau	/	15,45	1,89	29,20

Tab 12-5

Mur en retour	/	9,10	2,3	20,93
Dalle de transition	/	9,54	0,6	5,72
Poids propre de Tablier	/	202,50	-0,19	-39,48
Voiles	/	76,70	/	/
Surcharge de la chaussée	/	81	-0,19	-15,39
Poussée des terres	18,80	/	-4,92	-92,496
Freinage	18,00	/	-5	-75

Tab 12-6

. Condition sismique:

	H(t)	V(t)	M/₀(tn)
Chevetre	/	62,27 54,12	/
Mur garde greve corbeau	/	16,53 14,36	31,24 27,156
Mur en retour	/	9,73 8,45	22,39 19,46
Dalle de transition	/	10,20 8,87	6,12 5,32
Poids propre du tablier	/	212,67 188,32	-42,24 -36,71
Voiles	/	82,07 71,33	/
surchage de la chaussée	/	81	-16,46 _14,31
Poussées des terres	23,68	/	-116,50
Freinage	15	/	-75
Seisme=0,1 G	20,25	/	-101,25

Tab 12-7

A la base de chaque voile on aura :

1) $N_{\min} = 178,10 \text{ t}$

$H = 29,46 \text{ t}$

$M = 138,76 \text{ t.m}$

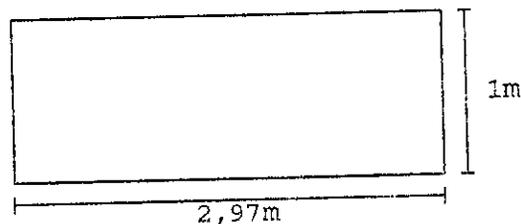
$$2) N_{\max} = 198,73 \text{ t}$$

$$H = 21,965 \text{ t}$$

$$M = 145,85 \text{ t.m}$$

12-6-2 Ferrailage du voile:

Le ferrailage se fera avec la condition sismique la plus defavorable.



$$N_{\min} = 198,73 \text{ t}; M = 145,85 \text{ t.m}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 0,734 < \frac{h_t}{6} = 0,86$$

Donc la section est entièrement comprimée.

Il faut que:

$$\frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot V \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } S = 2,97 + 15(A + A')$$

$$I = 0,25 + 15(A + A') \cdot 0,183$$

$$\text{On obtient: } 61755(A + A')^2 + 16210,62(A + A') + 843,74 = 0$$

$$\text{On trouve : } (A + A')_1 = 0,071 \text{ cm}^2, (A + A')_2 = 0,190 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité:

$$A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 33,35 \text{ cm}^2$$

On prend 12T20 = 37,68 cm².

. Armatures transversales:

$$T = H = 29,46 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b_o \cdot d} = 10,66 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau}$$

On disposera des armatures droites.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_v \cdot b}{0,8 \cdot f_e} , \quad S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{\tau \cdot S_t \cdot b}{0,8 \cdot f_e} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4T12, alors $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Notre travail c'est basé essentiellement sur l'étude approfondie de la superstructure ainsi que l'infrastructure d'un pont dalle en béton précontrainte, cela nous a permis d'améliorer et en même temps de compléter nos connaissances théorique requises lors du cursus universitaire.

Lors de nos déplacements dans les sociétés et entreprises nationales(SAETI et ENGOA),on a appris avec l'aide des ingénieurs ainsi que nos nombreuses consultations de document les différentes étapes de calcul d'un pont,l'analyse détaillé de chaque méthode utilisée ainsi que l'utilisation correcte et laborieuse des règlements(documents SETRA,règlements).

L'étude laborieuse de la précontrainte confirme sa vaste utilisation malgré les inconvénients qu'elle présente notamment au cour de la mise en oeuvre qui nécessite une main d'oeuvre qualifiée.

Organigramme du ferrillage d'une section en béton armé à la flexion simple, pour la fissuration préjudiciable

$$\sigma_{rc} = \min(2/9 f_c, 150\eta) \text{ avec } \eta = 1.6 H.A$$

$$\eta = 1 R.L$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\alpha_r = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \alpha_s)$$

$$\mu_{rb} = \alpha_r / 2(1 - \alpha_r/3)$$

$$M_{rc} = \mu_{rb} \cdot b_o \cdot d^2 \cdot \alpha_{bc}$$

$$A'_{ser} = 0$$

$$M_{ser} < M_{rb}$$

$$A'_{ser} \neq 0$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu_{lu} = f(\mu)$$

$$A'_u = 0$$

$$\mu_{bu} < U_{lu}$$

$$A'_u \neq 0$$

$$M_{lu} = U_{lu} \cdot b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$M_2 = M_u - M_{lu}$$

$$M_2 < 0.4 M_u$$

$$\alpha_{lu} = 1.25(1 - (1 - 2U_{lu})^{0.5})$$

ELS

ELU

$$Z_r = d(1 - \alpha_r/9)$$

$$\gamma, \mu_{lu}, f_{bu}, \mu_{bu}$$

$$\alpha_{lu} = 1.25(1 - (1 - 2U_{lu})^{0.5})$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

Pivot A

Pivot B

$$\epsilon_{sl} = 10\% (1 - \alpha) / \alpha$$

$$\sigma_s = \sigma_{s10}$$

$$\sigma_{s10} = 1.1 f_c / \gamma_s$$

$$\sigma_{s10} = f_c / \gamma_s$$

$$\epsilon_{\delta} = 3.5\% (1 - \delta) / \alpha$$

$$\sigma_s = f(\epsilon)$$

Pivot A

$$\epsilon_{sl} = 10\% (1 - \alpha) / \alpha'$$

$$\sigma_s = f(\epsilon_{sl})$$

$$\epsilon_{sl} = 10\% (1 - \delta) / (1 - \alpha)$$

$$\epsilon_{sl} = f(\epsilon)$$

Pivot B

$$\epsilon_{sl} = 3.5\% (1 - \alpha) / \alpha$$

$$\sigma_s = f(\epsilon_{sl})$$

$$\epsilon_{sl} = 3.5\% (1 - \delta) / (1 - \alpha)$$

$$\epsilon_{sl} = f(\epsilon)$$

$$\sigma_s = f_c / \gamma$$

$$\gamma = 1.15 \text{ CN}$$

$$\gamma = 1 \text{ CS}$$

$$A'_u = M_u - M_{lu} / \sigma_{sc} (d - d')$$

$$A'_{ser} = M_{ser} - M_{rb} / \sigma_{sc} (d - d')$$

$$A'_u = (M_{lu} / z \sigma_s) + (M_u - M_{lu} / \sigma_{sc} (d - d')) \sigma_s / \sigma_{sc}$$

$$A_{ser} = (M_{rb} / z \sigma_s) + (M_{ser} - M_{rb} / \sigma_{sc} (d - d')) \sigma_s / \sigma_{sc}$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser})$$

$$A_{ser} = M_{ser} / z_r \sigma_s$$

$$A_u = M_u / z - \sigma_{s10}$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser})$$

Bibliographie

- [1] J.A. CALGARO M. VIRLOGEUX
Le projet de construction des ponts
Presse Ponts et Chaussées 1988

- [2] Documents SETRA
PSIDP 69
Appareils d'appuis

- [3] Fascicule 61 Titre II du CPC

- [4] ALBIGES
Résistance des matériaux
DUNOD EDITION

- [5] Cours de ponts à l'ENPA

- [6] R. BARES C. MASSONET
Le calcul des poutres de grillages et dalles orthotropes
DUNOD et SNTL EDITION 66

- [7] H. THONIER
Le béton précontraint aux états limites
Presse Ponts et Chaussées 1985

- [8] Règlement BPEL 83
EDITION 83

- [9] GUYON
Le béton précontraint T2

- [10] Cours de béton armé et précontraint